

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE
ESCALA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO
UTILIZANDO CORRELAÇÃO DE IMAGEM
DIGITAL**

Ayrton Hugo de Andrade e Santos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS, como parte dos requisitos para obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.

Orientador: Prof. Roque Luiz da Silva Pitangueira

Co-Orientador: Prof. Gabriel de Oliveira Ribeiro

Belo Horizonte
Dezembro de 2015

S237e

Santos, Ayrton Hugo de Andrade e.

Estudo experimental do efeito de escala em estruturas de concreto utilizando correlação de imagem digital [manuscrito] / Ayrton Hugo de Andrade e Santos. - 2015.

xxv, 228 f., enc.: il.

Orientador: Roque Luiz da Silva Pitangueira.

Coorientador: Gabriel de Oliveira Ribeiro.

Tese (doutorado) Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia.

Anexos: f. 197-218.

Bibliografia: f.219-228.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Concreto - Teses. 3.
Mecânica da fratura - Teses. I. Pitangueira, Roque Luiz da Silva. II. Ribeiro,
Gabriel de Oliveira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de
Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE ESCALA EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO UTILIZANDO CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL"**

Ayrton Hugo de Andrade e Santos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutor em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Roque Luiz da Silva Pitangueira
DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Gabriel de Oliveira Ribeiro
DEES - UFMG (Coorientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas
DEES - UFMG

Prof. Dr. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco
TAU - ARQUITETURA-UFMG

Prof. Dr. Raul Rosas e Silva
PUC - Rio

Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt
USP-SP

Belo Horizonte, 18 de dezembro de 2015

*Ao meu Pai, minha Mãe, minhas Irmãs e minha Esposa,
pessoas a quem devo o que sou!*

Índice

Índice	i
Lista de Tabelas	v
Lista de Figuras	xiv
Lista de Abreviaturas e Siglas	xv
Lista de Símbolos	xvi
Resumo	xxii
Abstract	xxiii
Agradecimentos	xxiv
1 Introdução	1
1.1 Objetivos	2
1.1.1 Objetivo Geral	2
1.1.2 Objetivos Específicos	3
1.2 Organização do Texto	4
2 Mecânica da Fratura do Concreto	6
2.1 Introdução	6
2.2 Efeito de Escala	12
2.2.1 Evidências do Efeito de Escala	14
2.2.2 Compressão Diametral	19
2.2.3 Flexão em Três Pontos	22
2.3 Parâmetros Importantes	26
2.3.1 Tamanho dos Agregados Graúdos	26
2.3.2 Volume de Agregados	28
2.3.3 Forma dos Agregados	28
2.3.4 Outras Variáveis	30

3	Métodos de Ensaio	31
3.1	Correlação de Imagem Digital	31
3.1.1	Introdução	31
3.1.2	Trabalhos Relacionados	34
3.2	Emissão Acústica	36
3.2.1	Introdução	36
3.2.2	Trabalhos Relacionados	40
4	Materiais e Métodos	43
4.1	Variáveis de Interesse	43
4.2	Caracterização dos Materiais	45
4.2.1	Especificação dos Materiais	45
4.3	Processo de Concretagem	51
4.4	Corpos de Prova	56
4.4.1	Vigas	56
4.4.2	Corpos de Prova Cilíndricos	60
4.5	Ensaio de Caracterização do Concreto	63
4.5.1	Compressão Uniaxial	63
4.5.2	Módulo de Elasticidade	63
4.5.3	Resistência à Tração	69
4.6	Flexão em Três Pontos	71
4.7	Equipamentos	72
4.7.1	Transdutores de Deslocamentos, <i>Clip Gauge</i> e Célula de Carga	73
4.7.2	Sistema de Aquisição de Dados	74
4.8	Correlação de Imagem Digital	75
4.9	Emissão Acústica	77
5	Resultados e Discussão: Caracterização do Material	79
5.1	Resistência à Compressão	79
5.2	Resistência à Tração	81
5.3	Módulo de Elasticidade	82
6	Resultados e Discussão: Ensaio de Compressão Axial	85
6.1	Efeito de Escala na Compressão	85
6.1.1	Resistência Estrutural	85
6.1.2	Ductilidade Estrutural	87
7	Resultados e Discussão: Ensaio de Compressão Diametral	94
7.1	Efeito de Escala na Compressão Diametral	94
7.1.1	Resistência Estrutural	94
7.1.2	Ductilidade Estrutural	98
8	Resultados e Discussão: Ensaio de Flexão em Três Pontos	103
8.1	Efeito de Escala na Flexão	103
8.1.1	Uniformização dos resultados da DIC	103

8.1.2	Resistência Estrutural	107
8.1.3	Ductilidade Estrutural	109
9	Resultados e Discussão: Emissão Acústica	127
9.1	Dissipação de Energia	127
9.1.1	Efeito de Escala e Dissipação de Energia	137
10	Resultados e Discussão: Zona de Processo de Fratura- ZPF	144
10.1	Zona de Processo de Fratura - ZPF	144
10.1.1	Efeito de Escala e ZPF	155
10.1.2	ZPF e Microestrutura do Concreto	165
11	Resultados e Discussão: Microestrutura do Concreto	173
11.1	Microestrutura do Concreto	173
11.1.1	Classe de Resistência	173
11.1.2	Diâmetro Máximo do Agregado Graúdo	178
11.1.3	Módulo de Finura	183
11.1.4	Quantidade de Finos	188
12	Considerações Finais	190
12.1	Conclusões	190
12.2	Principais Contribuições	195
12.3	Sugestões para Trabalhos Futuros	195
A	Resposta para Análise Estatística - Software Minitab	197
A.1	Resistência à Compressão Axial	197
A.2	Resistência à Compressão Diametral	202
A.3	Módulo de Elasticidade Dinâmico	207
B	Curvas características	212
B.1	Curvas tensão nominal x deslocamento vertical	212
	Referências Bibliográficas	219

Lista de Tabelas

4.1	Tipos de Concreto e sua nomenclatura	44
4.2	Dimensões nominais das vigas - unidades em mm e nomenclatura . .	58
4.3	Dimensões nominais dos corpos de prova cilíndricos e nomenclatura .	61
5.1	Resistência média à compressão	80
5.2	Resistência média à tração obtida nos ensaios de compressão diametral	81
5.3	Valores médios para o Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico .	83
6.1	Resistência média à compressão	86
6.2	Valores médios para o Módulo de Elasticidade Dinâmico	92
7.1	Resistência média à tração obtida nos ensaios de compressão diametral	95
8.1	Energia de Fratura (G_F), Tenacidade (G_c) e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d25F22	112
8.2	Energia de Fratura G_F de referência apresentada pelo código modelo (CEB-FIP CODE (1993))	114
8.3	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d12F22	121
8.4	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d12F26	121
8.5	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d25F26	121
8.6	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d12F22	122
8.7	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d12F26	122

8.8	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d25F22	122
8.9	Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d25F26	123
9.1	Tipo de concreto e respostas dos sinais de EA para as vigas V2 . . .	137

Lista de Figuras

2.1	Classificação dos materiais em relação à ZPF. (a) Material frágil, (b) Material dúctil e (c) Material parcialmente frágil (Karihaloo (1995)-adaptado	8
2.2	Zona de Processo de Fratura no Concreto (adaptado de Shah et al. (1995)	9
2.3	Mecanismos de Tenacidade na zona de processo de fratura: (a) Micro-trincas; (b) Deflexão da direção de propagação de trinca; (c) Costura da fissura pelos agregados; (d) Rugosidade das superfícies da trinca ;(e) Vazios rombudos na ponta da trinca; (f) Ramificação da trinca (Shah et al. (1995)).	10
2.4	Curva Tensão Normal <i>versus</i> Abertura de Fissura (Rilem 89-FMT (1990))	12
2.5	Curvas tensão x deformação obtidas por Van Mier (1986)	15
2.6	Curvas tensão x deformação obtidas por Vonk (1993)	16
2.7	Curvas tensão x deformação obtidas por Chin et al. (1997)	17
2.8	Corpos de prova utilizados por Dehestani et al. (2014): (a)cubos e (b) cilindros	18
2.9	Resultados Experimentais de Bazant e Pfeiffer (1987) para peças de concreto e argamassa submetidas à tração axial	19
2.10	Ensaio de tração por compressão diametral - Adaptado do Rilem CPC6 (1990)	20
2.11	Efeito de tamanho na resistência à tração obtida por compressão diametral - resultados apresentados por vários autores	21
2.12	Resistência à tração versus tamanho do CP (Rocco et al. (1999)) . . .	21
2.13	Corpo de prova para ensaio à flexão em três pontos	22

2.14	Resultados experimentais de Bazant e Pfeiffer (1987) para a variação da resistência com o tamanho estrutural em ensaios de flexão em três pontos	23
2.15	Resultados experimentais de Gettu et al. (1990) para a variação da resistência com o tamanho estrutural em ensaios de flexão em três pontos	24
2.16	Curvas (a) carga <i>versus</i> deslocamento do ponto de aplicação da carga e (b) carga-abertura do entalhe obtidas por Gettu et al. (1990), em ensaios de flexão em três pontos	24
2.17	Resultados experimentais de Perdikaris e Romeo (1995), para a variação da resistência com o tamanho estrutural em ensaios de flexão em três pontos	25
3.1	Sistema de Captação de Imagens Digitais (adaptado de Pan et al. (2009))	33
3.2	Superfície de amostragem, com grade pontos uniforme	34
3.3	Ilustração esquemática do deslocamento e rotação do ponto de referência antes e após a deformação	34
3.4	Parâmetros da Emissão Acústica em um <i>hit</i> (Ohno e Ohtsu (2010)-modificado)	38
3.5	Curva Carga x Tempo x Energia Dissipada obtida por Muralidhara et al. (2010) - modificado	40
3.6	Relação entre a posição dos sinais de EA e a intensidade destes sinais (Ohno et al. (2014) - modificado)	42
4.1	Distribuição Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 12,5$ mm	47
4.2	Distribuição Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 25,0$ mm	47
4.3	Distribuição Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,2 mm	48
4.4	Distribuição Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,6 mm	48
4.5	Curva Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 12,5$ mm	49
4.6	Curva Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 25,0$ mm	49
4.7	Curva Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,2 mm	50
4.8	Curva Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,6 mm	50
4.9	Material Pulverulento - NBR NM 49 (2001)	51
4.10	Massa Específica - NBR NM 52 (2009)	51

4.11	Fôrmas metálicas	52
4.12	Betoneira - 320 Litros	52
4.13	Abatimento do Tronco de Cone	53
4.14	Concretagem e vibração dos corpos de prova: (a) Retirada do concreto; (b) Vibração Mecânica das Vigas; (c) Mesa Vibratória; (d) Corpos de prova concretados	54
4.15	Cura dos Corpos de Prova	55
4.16	Armazenamento dos Corpos de Prova	55
4.17	Vigas - Medidas para a similitude	57
4.18	Proporção entre vigas de concreto	58
4.19	Metodologia de corte nas vigas	59
4.20	Nomenclatura das Vigas	60
4.21	Proporção entre os Corpos de prova cilíndrico	61
4.22	Nomenclatura dos Corpos de Prova	62
4.23	Nivelamento dos corpos de prova cilíndricos	62
4.24	Ensaio de Compressão Uniaxial	63
4.25	Ensaio de Módulo de Elasticidade	64
4.26	Sistema de Captação de Imagens Digitais	65
4.27	Configuração real do experimento usando a máquina servo-hidráulica EMIC, Modelo PC 200 e o microscópio USB 800x. O exemplar tam- bém está com o <i>Clip Gauge</i> afixado.	66
4.28	Princípio de funcionamento do Sonelastic (Diógenes et al. (2011) e Haach et al. (2013) - Adaptado)	67
4.29	Ensaio de excitação por impulso acústico	69
4.30	Ensaio de Compressão Diametral	70
4.31	Uso do DIC para o ensaio de compressão diametral	70
4.32	Instrumentação das vigas	72
4.33	Sistemas de Aplicação de Carga	73
4.34	Transdutor de Deslocamento e Célula de Carga	74
4.35	Sistema de Aquisição de Dados - SPIDER 8	74
4.36	Procedimento experimental - Correlação de imagem digital	75
4.37	Marcação das vigas e corpos de prova cilíndricos	76
4.38	Equipamentos da Emissão Acústica	77
4.39	Fixação dos Transdutores de Emissão Acústica na viga V3	78

5.1	Gráfico BoxPlot - Resistência à Compressão versus Tipo de Concreto	80
5.2	Gráfico BoxPlot - Resistência à Compressão diametral versus Tipo de Concreto	82
5.3	Gráfico BoxPlot - Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico versus Tipo de Concreto	84
6.1	Linha de tendência de valores médio de resistência à compressão . . .	87
6.2	Gráficos Tensão x Deformação na Compressão Axial	89
6.3	Gráficos Carga x Deslocamento na Compressão Axial	90
6.4	Resposta Módulo de Elasticidade Dinâmico x Tamanho do corpo de prova - C50d12F26	91
6.5	Linha de tendência de valores médios do módulo de elasticidade dinâmico	93
7.1	Curvas resistência à tração x diâmetro do corpo de prova	96
7.2	Resistência à tração em função do tamanho do corpo de prova	97
7.3	Curvas resistência à tração x diâmetro do corpo de prova	98
7.4	Ruptura do corpo de prova CP4 do concreto C25d25F22	99
7.5	Curva Tensão x Deformação	100
7.6	Curva Carga x Deslocamento Vertical (a) C25d25F22; (b) C50d12F26	101
8.1	Curvas carga x deslocamento vertical e espectro experimental	104
8.2	Curva média obtida do espectro experimental	105
8.3	Curvas carga x CMOD e espectro experimental	105
8.4	Curva média obtida do espectro experimental	106
8.5	Curva Carga x Deslocamento Vertical - DT x DIC	107
8.6	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical	108
8.7	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d25F22	109
8.8	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d25F22	110
8.9	Comportamento pós-pico normalizado - Concreto C25d25F22	111
8.10	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova	113

8.11	Resposta Estrutural Carga adimensional versus Deslocamento adimensional e número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d25F22	116
8.12	Curva Carga x CMOD normalizado - Ramo de descendente - Concreto C25d25F22	116
8.13	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d12F22	117
8.14	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d12F26	118
8.15	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d25F26	118
8.16	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d12F22	119
8.17	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d12F26	119
8.18	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d25F22	120
8.19	Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d25F26	120
8.20	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C25d12F22	123
8.21	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C25d12F26	124
8.22	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C25d25F26	124
8.23	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d12F22	125
8.24	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d12F26	125
8.25	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d25F22	126
8.26	Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d25F26	126
9.1	Número de Hits acumulado para a viga V2 do concreto C25d25F26	128

9.2	Imagens da viga V2 do concreto C25d25F26	129
9.3	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Amplitude x Tempo	130
9.4	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Duração x Tempo .	130
9.5	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Hits x Tempo	131
9.6	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Energia x Tempo . .	131
9.7	Número de Hits acumulado para a viga V2 do concreto C50d12F22 .	132
9.8	Imagens da viga V2 do concreto C50d12F22	133
9.9	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Amplitude x Tempo	134
9.10	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Duração x Tempo .	135
9.11	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Hits x Tempo	135
9.12	Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Energia x Tempo . .	136
9.13	Amplitudes dos eventos de EA - viga V1 do concreto C25d25F26 . . .	138
9.14	Amplitudes dos eventos de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 . . .	138
9.15	Amplitudes dos eventos de EA - viga V3 do concreto C25d25F26 . . .	139
9.16	Amplitudes dos eventos de EA - viga V1 do concreto C50d12F22 . . .	140
9.17	Amplitudes dos eventos de EA - viga V2 do concreto C50d12F22 . . .	140
9.18	Amplitudes dos eventos de EA - viga V3 do concreto C50d12F22 . . .	141
9.19	Energia dissipada pela emissão acústica para o concreto C25d25F26 .	141
9.20	Energia dissipada pela emissão acústica para o concreto C50d12F22 .	142
10.1	Caminho da trinca para a viga V1 do concreto C25d25F26	145
10.2	Abertura da trinca ao longo da altura para a viga V1 do concreto C25d25F26.	146
10.3	Determinação da deformação média($\bar{\epsilon}$)	147
10.4	Pontos monitorados para determinação da deformação média ($\bar{\epsilon}$) da viga V1 do concreto C25d25F26 (unidades em mm).	148
10.5	Curvas Carga x Deformação Média da viga V1 do concreto C25d25F26.	149
10.6	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico (Viga V1)	150
10.7	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 80% pós-carga de pico (Viga V1)	150
10.8	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 60% pós-carga de pico (Viga V1)	151
10.9	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 40% pós-carga de pico (Viga V1)	151
10.10	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 30% pós-carga de pico (Viga V1)	152
10.11	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 20% pós-carga de pico (Viga V1)	152
10.12	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 10% pós-carga de pico (Viga V1)	153

10.13	Fotografia da viga V1 fraturada	154
10.14	Sobreposição das imagem e da isofaixa de referente à 10% pós-carga de pico para a viga V1	154
10.15	Pontos monitorados para determinação da deformação média ($\bar{\epsilon}$) da viga V2 do concreto C25d25F26.	155
10.16	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico (Viga V2)	156
10.17	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 80% pós-carga de pico (Viga V2)	156
10.18	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 60% pós-carga de pico (Viga V2)	157
10.19	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 40% pós-carga de pico (Viga V2)	157
10.20	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 30% pós-carga de pico (Viga V2)	158
10.21	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 20% pós-carga de pico (Viga V2)	158
10.22	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 10% pós-carga de pico (Viga V2)	159
10.23	Pontos monitorados para determinação da deformação média ($\bar{\epsilon}$) da viga V3 do concreto C25d25F26.	159
10.24	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico (Viga V3)	160
10.25	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 80% pós-carga de pico (Viga V3)	160
10.26	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 60% pós-carga de pico (Viga V3)	161
10.27	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 40% pós-carga de pico (Viga V3)	161
10.28	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 30% pós-carga de pico (Viga V3)	162
10.29	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 20% pós-carga de pico (Viga V3)	162
10.30	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 10% pós-carga de pico (Viga V3)	163
10.31	Sobreposição das imagem e da isofaixa de referente à 10% da carga de pico para a viga V2	164
10.32	Sobreposição das imagem e da isofaixa de referente à 10% da carga de pico para a viga V3	165
10.33	Caminho da trinca para a viga V1 do concreto C50d12F22 e pontos de monitoramento	166
10.34	Abertura da trinca ao longo da altura para a viga V1 do concreto C50d12F22	166
10.35	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico	167
10.36	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 80% pós-carga de pico	168
10.37	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 60% pós-carga de pico	168
10.38	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 40% pós-carga de pico	169
10.39	Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 30% pós-carga de pico	169

10.40	Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 20% pós-carga de pico	170
10.41	Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% pós-carga de pico	170
10.42	Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% da carga de pico (Viga V2)	172
10.43	Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% da carga de pico (Viga V3)	172
11.1	Carga x Deslocamento - C25d12F22 x C50d12F22	174
11.2	Carga x Deslocamento - C25d12F26 x C50d12F26	174
11.3	Carga x Deslocamento - C25d25F22 x C50d25F22	175
11.4	Carga x Deslocamento - C25d25F26 x C50d25F26	175
11.5	Carga x CMOD - C25d12F22 x C50d12F22	176
11.6	Carga x CMOD - C25d12F26 x C50d12F26	177
11.7	Carga x CMOD - C25d25F22 x C50d25F22	177
11.8	Carga x CMOD - C25d25F26 x C50d25F26	178
11.9	Carga x Deslocamento - C25d12F22 x C25d25F22	179
11.10	Carga x Deslocamento - C25d12F26 x C25d25F26	179
11.11	Carga x Deslocamento - C50d12F22 x C50d25F22	180
11.12	Carga x Deslocamento - C50d12F26 x C50d25F26	180
11.13	Carga x CMOD - C25d12F22 x C25d25F22	181
11.14	Carga x CMOD - C25d12F26 x C25d25F26	182
11.15	Carga x CMOD - C50d12F22 x C50d25F22	182
11.16	Carga x CMOD - C50d12F26 x C50d25F26	183
11.17	Carga x Deslocamento - C25d12F22 x C25d12F26	184
11.18	Carga x Deslocamento - C25d25F22 x C25d25F26	184
11.19	Carga x Deslocamento - C50d12F22 x C50d12F26	185
11.20	Carga x Deslocamento - C50d25F22 x C50d25F26	185
11.21	Carga x CMOD - C25d12F22 x C25d12F26	186
11.22	Carga x CMOD - C25d25F22 x C25d25F26	187
11.23	Carga x CMOD - C50d12F22 x C50d12F26	187
11.24	Carga x CMOD - C50d25F22 x C50d25F26	188
11.25	Carga x Deslocamento - C25d25F26 x C50d12F22	189
12.1	Zona de Processo x Região Íntegra x Efeito de Escala	194
B.1	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C25d12F22	212

B.2	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d12F22	213
B.3	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C25d12F26	213
B.4	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d12F26	214
B.5	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C25d25F26	214
B.6	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d25F26	215
B.7	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C50d12F22	215
B.8	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C50d12F22	216
B.9	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C50d25F22	216
B.10	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C50d25F22	217
B.11	Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C50d25F26	217
B.12	Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C50d25F26	218

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação de Brasileira de Cimento Portland
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement
CPs	Corpos de prova
DIC	<i>Digital Image Correlation</i>
EA	<i>Emissão Acústica</i>
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
MFEL	Mecânica da Fratura Elástica Linear
DTs	Transdutor de Deslocamento
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
ZPF	Zona de Processo de Fratura
M.F	Módulo de Finura

Lista de Símbolos

Capítulo 1: Introdução

$\bar{\epsilon}$ Deformação Média

Capítulo 2: Mecânica da Fratura do Concreto

σ Tensão Normal

w_c Abertura Normal de Fissura

G_F Energia de Fratura

ϕ_{max} Diâmetro Máximo do Agregado Graúdo

A Área da seção transversal

H Altura da viga

P_{max} Carga Máxima

b Espessura da viga

d Largura da viga

D Diâmetro do corpo de prova cilíndrico

L Comprimento do corpo de prova cilíndrico

a_0 Tamanho do entalhe na viga

S Distância entre os apoios na viga

C	Comprimento total da viga
K_{IC}	Fator de concentração de tensões crítico no modo I, tenacidade à fratura
a/c	Fator água/cimento
U_s	Energia superficial
f_{st}	Resistência à tração indireta
f_t	Resistência à tração direta
l_{ch}	Comprimento característico

Capítulo 3: Métodos de Ensaio

A	Amplitude
RT	Rise Time
V	Tensão
RA	Picos de Amplitude

Capítulo 4: Materiais e Métodos

f_c	Resistência à compressão
f_t	Resistência à tração
ϕ_{max}	Diâmetro Máximo do Agregado Graúdo
a/c	Fator água/cimento
P	Carga Aplicada
S	Distância entre apoios
B	Largura da viga.

D	Altura total da viga
a_0	Tamanho do entalhe
C	Comprimento total da viga
$V1$	Viga de tamanho 1
$V2$	Viga de tamanho 2
$V3$	Viga de tamanho 3
$V4$	Viga de tamanho 4
$CP1$	Corpo de prova de tamanho 1
$CP2$	Corpo de prova de tamanho 2
$CP3$	Corpo de prova de tamanho 3
$CP4$	Corpo de prova de tamanho 4
d	diâmetro do corpo de prova cilíndrico
L	comprimento do corpo de prova cilíndrico
M	massa do corpo de prova cilíndrico
f_f	frequência de ressonância fundamental flexional
f_1	frequência de ressonância fundamental longitudinal
μ	coeficiente de Poisson estimado do concreto
T'_1	fator de correção para o modo fundamental flexional
E_d	Módulo de Elasticidade Dinâmico
f'_t	Resistência à tração indireta

v Deslocamento vertical

Capítulo 5: Resultados e Discussão: Caracterização do Material

E_c Módulo de Elasticidade Estático

$E_{c,d}$ Módulo de Elasticidade Dinâmico

Capítulo 6: Resultados e Discussão: Ensaio de Compressão Axial

$CP1$ Corpo de prova de tamanho 1

$CP2$ Corpo de prova de tamanho 2

$CP3$ Corpo de prova de tamanho 3

$CP4$ Corpo de prova de tamanho 4

Capítulo 7: Resultados e Discussão: Ensaio de Compressão Diametral

$CP1$ Corpo de prova de tamanho 1

$CP2$ Corpo de prova de tamanho 2

$CP3$ Corpo de prova de tamanho 3

$CP4$ Corpo de prova de tamanho 4

Capítulo 8: Resultados e Discussão: Ensaio de Flexão em Três Pontos

$V1$ Viga de tamanho 1

$V2$ Viga de tamanho 2

$V3$ Viga de tamanho 3

P	Carga Aplicada
S	Distância entre apoios
B	Largura da viga.
D	Altura total da viga
G_F	Energia de Fratura
S_e	Número de fragilidade.
a_0	Tamanho do entalhe

Capítulo 9: Resultados e Discussão: Emissão Acústica

$V1$	Viga de tamanho 1
$V2$	Viga de tamanho 2
$V3$	Viga de tamanho 3
A	Amplitude
A_{max}	Amplitude Máxima
t	Tempo
t_{max}	Tempo Máximo

Capítulo 10: Resultados e Discussão: Zona de Processo de Fratura- ZPF

$V1$	Viga de tamanho 1
$V2$	Viga de tamanho 2
$V3$	Viga de tamanho 3

h Coordenada vertical acima da ponta da trinca

ΔL Comprimento inicial.

$\bar{\epsilon}$ Deformação Média

Capítulo 11: Resultados e Discussão: Microestrutura do Concreto

$V1$ Viga de tamanho 1

$V2$ Viga de tamanho 2

$V3$ Viga de tamanho 3

Capítulo 12: Considerações Finais

$\bar{\epsilon}$ Deformação Média

Resumo

A presente tese tem como objetivo analisar a influência da alteração da composição de concretos em sua resposta estrutural em diferentes níveis de escala, utilizando como ferramenta experimental a correlação de imagem digital e a emissão acústica. Para isso, considerou-se a influência das variáveis: agregados graúdos, agregados miúdos, fator água/cimento e classe de resistência.

Evidências experimentais dos fenômenos associados com o efeito de escala em estruturas de concreto e sua heterogeneidade são discutidos a partir de um resgate histórico dos mesmos.

A partir da apropriação da metodologia existente, a mesma foi aplicada para estudar a associação dos fenômenos descritos acima. Por meio de ensaios elementares (compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade) analisou-se quais parâmetros são propriedades dos materiais e quais parâmetros são propriedades estruturais. A partir de ensaios de flexão em três pontos de vigas com entalhes no meio do vão foram obtidas curvas carga x deslocamento que permitiram o melhor entendimento do efeito de escala e demonstraram a eficiência da técnica de correlação de imagem digital na obtenção de medidas de deslocamento.

Com os resultados obtidos foi possível descrever a zona de processo à fratura, sugerindo o conceito de deformação média como um parâmetro de medida desta, bem como quantificar a energia dissipada no processo de propagação da trinca, sendo possível afirmar que a zona de processo à fratura é uma propriedade do material, função da composição do concreto.

Palavras-Chave: Concreto; Mecânica da Fratura, Correlação de Imagem Digital

Abstract

The main objective of this work aims is analysis the influence of the change of concrete composition in its structural response at different levels of scale, using as an experimental tool digital image correlation and acoustic emission. For this, it considered the influence of the variables: coarse aggregates, fine aggregates, factor water/cement and strength.

Experimental evidence of the phenomena associated with the size effect in concrete structures and its heterogeneity are discussed from a historical thereof.

From the appropriation of existing methodology, it has been applied to study the association of the phenomena described above. From elemental tests (axial compression and diametrical compression modulus of elasticity) which analyzed parameters are the material properties and which parameters are structural properties. From three-points bending tests of beams of different sizes with a notch at the midspan were obtained load versus displacement curves that allowed a better understanding of the size effect and demonstrated the efficiency of the digital image correlation technique for obtaining displacement measurements.

With the results obtained it was possible to describe the fracture process zone - ZPF, introducing the concept of mean deformation as a measurement parameter of ZPF, and to measure the energy dissipated in the crack propagation process, it is possible to assert that process zone fracture is a property of the material, depending on the concrete composition.

Keywords: Concrete; Fracture Mechanical, Digital Image Correlation

Agradecimentos

Se alguém estiver lendo isso é porque de algum modo tive mais sucesso do que frustrações. Nesses quase cinco anos de doutorado posso dizer, plagiando o apóstolo Paulo, que lutei o bom combate, mantive posição e guardei minha fé. Senão fosse isso muito dificilmente estaria aqui. Não estive só durante todo esse tempo e por isso quero agradecer:

a Deus e a Nossa Senhora por me iluminar;

à minha Mãe - Maria Alice, imagem de Maria na terra, que nunca me negou nada e mesmo quando me via em estado de desespero me apoiava;

ao meu Pai - Ayrton Geraldo, exemplo de ética e firmeza. Mão firme e solidária e que em momento algum me faltou;

às minhas irmãs, Isabel e Hersília. A primeira mostrou para mim que mesmo nas diferenças existem mais coisas em comum do que imaginamos, fez coisas que ninguém esperava e eram coisas fenomenais. A segunda com toda a sua capacidade intelectual me provou que eu também seria capaz de chegar aqui;

ao professor Roque Pitangueira que quando fraquejei me mostrou que era possível achar solução partilhando sua experiência, com sabedoria, relativa paciência e amizade;

ao professor Gabriel de Oliveira Ribeiro que com toda sua experiência me chamou a atenção nos momentos certos, me incentivando e me apoiando;

aos professores do departamento de engenharia de estruturas que após 15 anos de convivência entre graduação, mestrado e doutorado fizeram o ambiente tão rígido ser mais agradável;

às minhas amigas Inês e Fátima e as demais funcionárias do departamento que sempre foram prestativas com as demandas dos alunos e cederam várias vezes os ouvidos para ouvir minhas reclamações.

aos amigos Geraldo Evaristo e Afonso que me ajudaram a pegar no pesado e que mais do que isso me ensinaram como conviver de maneira saudável em um laboratório. Sem a força deles essa tese não teria chegado ao fim.

aos grandes amigos, Luciano, Michel, Aline, Joana, Leonardo, Alessandro, Paulinha, Luciana, Farley, Cláudio, Ana Paula (Feia), Guilherme, Getúlio, Cida, Mariana,

Klaus, Diogo, Natanael, Samuel, Anderson, Anelise e tantos outros que compartilharam dessa minha empreitada.

às minhas amigas Karine Murta e Cinthia Lana de alunas a Mestras. Duas pessoas que marcaram a minha vida e que tive a honra de conviver.

ao departamento de Minas por ter cedido o laboratório e o suporte técnico para o corte das vigas, em especial ao laboratorista Ricardo e ao Prof. Cláudio.

e por fim aquela que entrou na minha vida de um modo único e que viverá comigo até o fim, Thaís Braga. Obrigado por ter me abraçado quando estive louco e ter compreendido essa fase de nossas vidas!

Capítulo 1

Introdução

*“destino é a gente que faz,
quem faz o destino é a gente,
na mente de quem for capaz.”*

(Um Messias Indeciso - Raul Seixas)

O efeito de escala em estruturas de materiais granulares e sua heterogeneidade são fenômenos que não podem ser tratados de forma dissociada. A heterogeneidade é apontada como a principal responsável pela propagação lenta das fissuras estáveis, que antecedem a ruptura. Esta propagação lenta é acompanhada pela formação de uma região deteriorada, vizinha à falha localizada que leva ao colapso estrutural. A dimensão desta região é normalmente admitida como uma propriedade do material, função de sua microestrutura e é correntemente referida como dimensão característica do material. São várias as explicações para a existência da dimensão característica, algumas de cunho experimental, outras provenientes de estudos teóricos. A associação entre a dimensão característica e o tamanho da estrutura é apontada como a explicação mais razoável para o efeito escala em estruturas.

Nos últimos anos, presenciou-se grande avanço dos recursos tecnológicos para desenvolvimento de materiais granulares. Concreto de alto desempenho, concreto auto-adensável e concreto com fibras de vários tipos têm sido confeccionados em abundância. Em todos os casos é inegável que, visando produzir materiais cada vez mais resistentes, a constituição granulométrica da microestrutura do sólido gerado tem sido profundamente alterada.

Por outro lado, presenciou-se também um grande desenvolvimento de métodos experimentais visando a obtenção de parâmetros de fratura para os denominados materiais parcialmente frágeis, como o concreto.

É relevante, portanto, que a influência das alterações no processo de fraturamento dos novos materiais e, conseqüentemente, em sua resposta estrutural em diferentes níveis de escala, devidas às mudanças da constituição granulométrica dos mesmos, seja estudada em detalhes, tanto do ponto de vista experimental quanto por meio dos modelos teóricos.

1.1 Objetivos

Analisar o efeito de escala em estruturas de materiais granulares sem levar em consideração a sua heterogeneidade pode não ser adequado. Estudos revelam uma relação inversamente proporcional entre resistência e ductilidade e o tamanho estrutural. A explicação para este fenômeno é a existência de uma propriedade dos materiais granulares relacionada com sua capacidade de propagação estável de fissura. Tal propriedade se relaciona com a composição granulométrica do material sólido e representa uma dimensão limite, acima da qual a propagação de uma fissura estável não é mais percebida. A dimensão desta região é normalmente admitida como uma propriedade do material e é correntemente referida como dimensão característica do material. Apresenta-se na seqüência os objetivos desta tese.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo principal desta tese é estudar a influência das mudanças da microestrutura do meio sólido em sua resposta estrutural, descrevendo a zona de processo de fratura e relacionando-a com o efeito de escala em estruturas de concreto.

1.1.2 Objetivos Específicos

Neste contexto, os objetivos específicos do presente trabalho são:

- i) Apropriar-se da base teórica envolvida no tratamento de efeito de escala em estruturas de concreto;
- ii) Apropriar-se de metodologias de ensaio adequados à obtenção dos parâmetros de fratura de materiais granulares;
- iii) Obter dados experimentais que caracterizem as mudanças da estrutura granulométrica no meio sólido, bem como aqueles que caracterizem o comportamento de peças estruturais de diferentes tamanhos;
- iv) Mapear experimentalmente o tamanho da zona de processo de fratura em função do gradiente de deformação utilizando a técnica de correlação de imagem digital (DIC);
- v) Investigar o uso da Emissão Acústica para monitorar a propagação da trinca;
- vi) Analisar experimentalmente o comportamento mecânico para estados elementares de deformação, considerando o comportamento de peças estruturais de diferentes tamanhos;
- vii) Estudar experimentalmente peças estruturais de diferentes tamanhos, obtendo dados que caracterizem o efeito de escala na resistência e na ductilidade estrutural;
- viii) Verificar a relação do tamanho da zona de processo de fratura com o efeito de escala.

1.2 Organização do Texto

A Tese está organizada em 12 capítulos e 2 apêndices, conforme detalhado a seguir.

Capítulo 1: Apresenta as considerações iniciais sobre a tese, com a descrição dos objetivos e a organização do texto.

Capítulos 2 e 3: Estes capítulos apresentam a revisão bibliográfica sobre o tema. O primeiro discorre sobre a mecânica da fratura aplicado ao concreto, apresentando a fundamentação teórica do efeito escala e suas evidências experimentais. O segundo apresenta dois métodos de ensaios experimentais utilizados nesta tese: a técnica de correlação de imagem digital e da emissão acústica e os trabalhos relacionados à essas técnicas.

Capítulo 4: Este capítulo discorre sobre os materiais e métodos utilizados para a obtenção dos parâmetros do concreto, descrevendo o programa experimental implantado.

Capítulos 5, 6, 7, 8, 9, 10 e 11: Esses capítulos apresentam os resultados alcançados fazendo uma análise crítica sobre os mesmos. No capítulo 5, analisam-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade obtidos pelas normas vigentes. Nos capítulos 6, 7 e 8 se discute a resistência e a ductilidade estrutural levando em consideração o efeito de escala em estruturas. Na sequência, nos capítulos 9 e 10, uma discussão sobre a energia dissipada e a zona de processo de fratura é realizada, definindo o conceito de deformação média ($\bar{\epsilon}$) como um parâmetro de medida desta zona. Por fim, no capítulo 11, analisam-se as alterações da microestrutura no comportamento estrutural dos oitos tipos de concretos elaborados nesta tese.

Capítulo 12: Este capítulo finaliza o texto da tese, apresentando as conclusões, principais contribuições e propostas para a continuidade da pesquisa em trabalhos futuros.

Adicionalmente, são apresentados dois apêndices que trazem as análises estatísticas realizadas e as curvas carga x deslocamento para todos os tipos de concreto elaborados nesta tese.

Capítulo 2

Mecânica da Fratura do Concreto

*“So do all who live to see such times,
but that is not for them to decide.
All we have to decide is what to do
with the time that is given to us.”*

(Gandalf - The lord of the Rings)

2.1 Introdução

A falha do concreto é usualmente acompanhada por trincas que geralmente iniciam-se em regiões tracionadas. O surgimento destas trincas e sua propagação são resultados de processos físicos que geralmente são explicados por leis de conservação de energia. Em muitas destas teorias o concreto é considerado como um material homogêneo, entretanto, o efeito do processo de fabricação, a forma, tamanho e quantidade dos constituintes influenciam no processo de fissuração.

A limitação do uso da mecânica dos sólidos na previsão do comportamento mecânico dos materiais, quando os mesmos possuem descontinuidades internas e superficiais, fez surgir a Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL). Esta área de conhecimento estuda, dentre outros assuntos, como um determinado material se comporta na presença de descontinuidades ou defeitos assemelhados a trincas.

No entanto, se por um lado a MFEL foi útil para descrever as condições de propagação instável de trincas, por outro lado ela possuía a limitação de representar somente elementos estruturais formados por materiais com pequena capacidade de

deformação inelástica (materiais frágeis). Para materiais granulares, caracterizados como parcialmente frágeis, por possuírem uma zona de processamento de deformações inelásticas com tamanho significativo, esta teoria precisou ser alterada, surgindo então a Mecânica da Fratura Não-linear.

A Mecânica da Fratura Elástica Linear foi desenvolvida a partir de 1920, mas somente na década 60 foram conduzidas as primeiras pesquisas experimentais utilizando o concreto (Kaplan (1961), Glucklich (1963), Naus e Lott (1969), Shah e McGarry (1971), dentre outros). A partir destes estudos preliminares, observou-se que a MFEL era adequada para materiais frágeis, mas não para o concreto, que apresenta comportamento de decréscimo gradual de tensão com o aumento das deformações após ter atingido a tensão máxima, sendo este fenômeno denominado amolecimento (*softening*). Este comportamento permite definir os concretos como materiais parcialmente frágeis.

No processo de fratura, o concreto é afetado por uma região inelástica que ocorre à frente da ponta da trinca, inviabilizando o uso direto da MFEL, uma vez que esta considera que a tensão na ponta da fissura tende para o infinito, quando submetida a um dos modos de solitação. Para o concreto, que é material heterogêneo, constituído de várias fases, a zona inelástica à frente da ponta da trinca é denominada Zona de Processo de Fratura (ZPF) e é a principal responsável pela resposta não-linear do material. A Fig. 2.1 apresenta uma classificação dos materiais, quanto ao comportamento, em função do tamanho da ZPF.

Ao se observar um corpo solicitado contendo uma fissura, conforme apresentado na Fig. 2.1, o processo de fratura pode vir, ou não, acompanhado de deformações plásticas expressivas, caracterizando a zona plástica (ZP) na ponta da trinca, tal como no caso de materiais dúcteis, ou ainda apresentar outros fenômenos inelásticos que se concentram na Zona de Processo de Fratura (ZPF), à frente da trinca. Estas regiões, ZP e ZPF, estão ligadas à natureza do processo no nível da microestrutura do material envolvido. Para pequenas ZP, comparadas ao tamanho da trinca e

também para pequenas ZPF, limitadas a uma região à frente da trinca, o campo de tensão pode ainda ser descrito através de uma análise linear elástica.

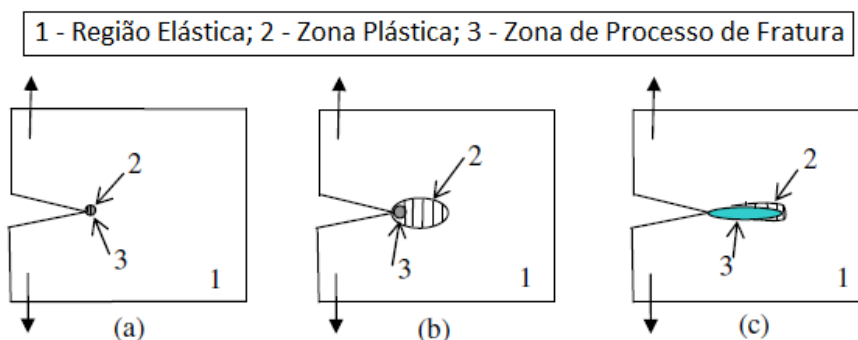


Figura 2.1: Classificação dos materiais em relação à ZPF. (a) Material frágil, (b) Material dúctil e (c) Material parcialmente frágil (Karihaloo (1995)-adaptado)

Na Fig. 2.1 apresentam-se as seguintes regiões: região elástica, denotada pelo número 1; Zona Plástica (ZP), denotada pelo número 2; e Zona de Processo de Fratura (ZPF), denotada pelo número 3. Na região elástica tem-se comportamento elástico-linear do material, enquanto na ZP a tensão aumenta ou permanece constante com o acréscimo da deformação. Por outro lado, na ZPF as tensões tendem a diminuir com o aumento das deformações caracterizando-se o fenômeno do amolecimento. Para ZP ou ZPF de pequeno tamanho em comparação ao tamanho da trinca é possível a utilização da MFEL.

Nos materiais de comportamento parcialmente frágil não linear, como o concreto, observa-se uma região inelástica na ponta da trinca (Zona de Processo de Fratura) de tamanho significativo em comparação às regiões elástica e plástica, afetando o processo de fraturamento e inviabilizando a aplicação da MFEL. Na região da ZPF ocorrem efeitos de transmissão de esforços, que desaparecem com a gradual abertura da trinca, caracterizando um processo de amolecimento (Fig. 2.1(c)).

Assim, uma peça estrutural feita de material parcialmente frágil, como o concreto, submetida ao Modo I de sollicitação, apresentará na ponta da trinca uma tensão que irá exceder a resistência à tração máxima do material e, como consequência,

uma zona de falha localizada, que contém um grande número de micro-fissuras, será gerada próxima à ponta da trinca (Fig. 2.2). Após a formação desta zona, as deformações irão ocorrer de modo aleatório, não sendo mais distribuídas uniformemente ao longo da estrutura, crescendo no interior da ZPF e diminuindo no restante da estrutura, caracterizando assim, o processo de localização das deformações.

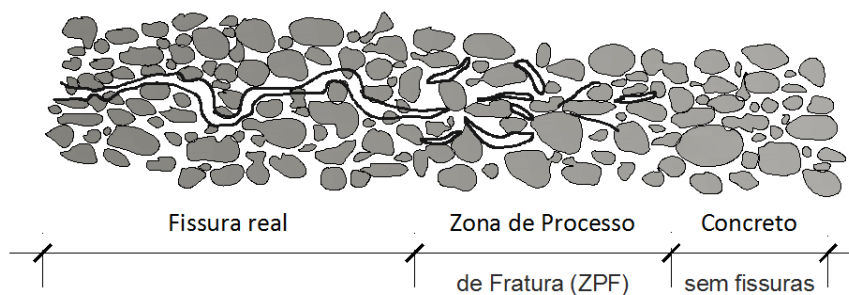


Figura 2.2: Zona de Processo de Fratura no Concreto (adaptado de Shah et al. (1995))

No caso do concreto, na zona de processo de fratura desenvolvem-se mecanismos complexos que dependem fortemente de seus constituintes e consomem grande parte da energia oriunda do carregamento aplicado na estrutura. Estes mecanismos são responsáveis pelo comportamento de amolecimento do concreto, decorrente da resistência coesiva na ZPF, e podem ser caracterizados conforme Fig. 2.3.

Na Fig. 2.3 observa-se que:

- i) No processo de fratura, altas tensões ocorrem na ponta da trinca criando micro-trincas com direções aleatórias. Estas microtrincas são resultados do processo de cura do concreto. Este processo (Fig. 2.3 (a)) consome grande parte da energia externa gerada pela carga aplicada.
- ii) A deflexão da direção de trinca ocorre devido a presença de um grão de agregado, com resistência superior à da matriz de argamassa, levando a trinca buscar o caminho com mínimo consumo de energia (Fig. 2.3 (b)).

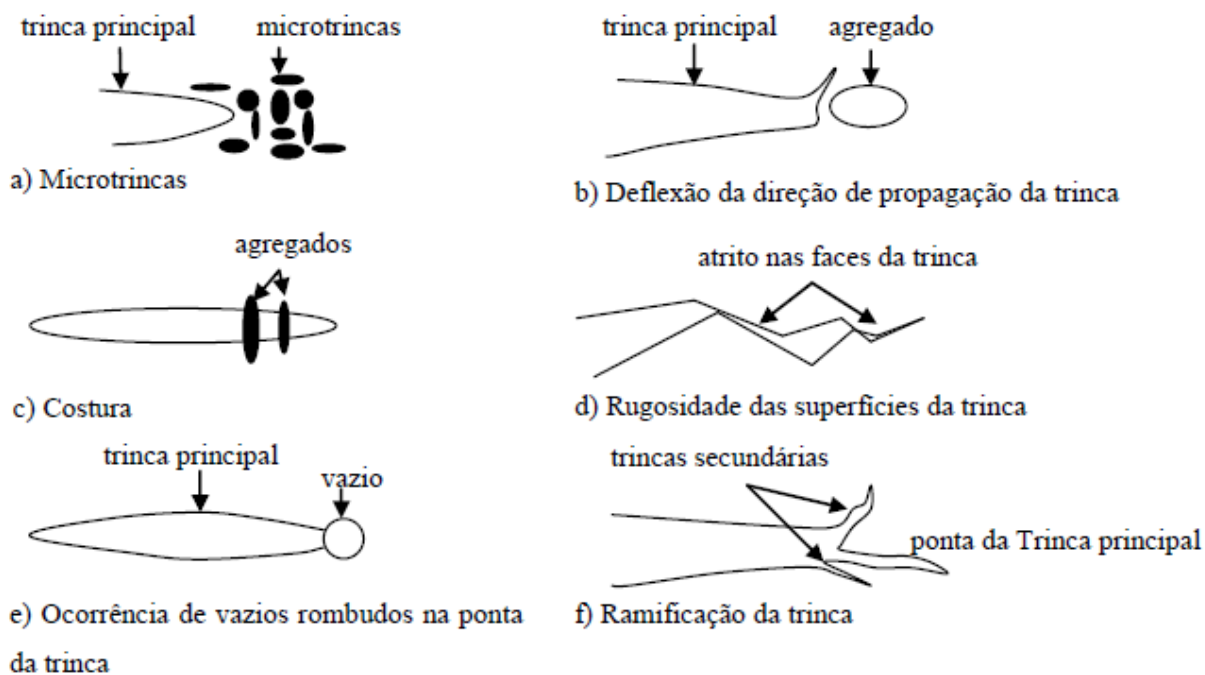


Figura 2.3: Mecanismos de Tenacidade na zona de processo de fratura: (a) Microtrincas; (b) Deflexão da direção de propagação de trinca; (c) Costura da fissura pelos agregados; (d) Rugosidade das superfícies da trinca ;(e) Vazios rombudos na ponta da trinca; (f) Ramificação da trinca (Shah et al. (1995)).

- iii) A trinca costurada (*“Crack interface bridging”*) é um mecanismo de tenacidade que ocorre quando a trinca se propaga na matriz de argamassa, enquanto grãos de agregado permanecem interligando as superfícies da mesma, até que ocorra o arrancamento ou a ruptura dos grãos (Fig. 2.3 (c)).
- iv) O quarto mecanismo é a rugosidade das superfícies da trinca (Fig. 2.3 (d)). Esta gera uma dissipação de energia por meio do atrito entre as faces da trinca e do intertravamento dos agregados.
- v) Quando ocorrem vazios à frente da ponta da trinca, o processo de ruptura se torna mais difícil, requerendo maior quantidade de energia devido ao alívio do campo de tensões atuante neste ponto. Este mecanismo é denominado *“Crack tip blunting”* (Fig. 2.3 (e)).

vi) O último mecanismo está relacionado com a ramificação das trincas devido a heterogeneidade do concreto. Neste caso, ocorre um aumento do consumo de energia para a criação de novas trincas (Fig. 2.3 (f)).

Esses mecanismos, conforme apresentados, são denominados mecanismos de tenacidade à fratura e acabam dificultando e retardando a propagação da fissura à medida que consomem parte da energia acumulada na peça. Como esses mecanismos ocorrem na zona de processo de fratura, entender como essa zona influencia a propagação da fissura e qual é o seu tamanho são aspectos relevantes no estudo de fissuração do concreto.

Tentando analisar a influência desta zona e seu tamanho, diversos pesquisadores (Bazant e Kazemi (1990), Otsuka e Date (2000), Mier e Man (2009), Wu et al. (2011)) demonstraram que, quando uma estrutura de concreto está sujeita a esforços de tração, as fissuras se desenvolvem na direção perpendicular à direção das tensões principais máximas de tração. No caso da aplicação de esforços de compressão, as fissuras tendem a se propagar na mesma direção das tensões de compressão. No entanto, quando as condições de carregamento são diferentes destas, a direção de propagação das fissuras é de difícil caracterização.

Li et al. (1993) e Li e Shah (1994) demonstraram por meio de ensaio como se dá o processo de fissuração do concreto quando este está submetido à diferentes condições de carregamento, auxiliando no entendimento da zona de processo de fratura, dos mecanismos de tenacidade e do processo de localização de deformação.

Com base nos resultados observados por estes autores, pode-se concluir que o fenômeno de localização de deformações e o comprimento crítico da fissura são fatores determinantes no comportamento de fissuração do concreto, tendo a observar que a zona de processo de fratura é responsável pelo fenômeno de amolecimento. Estes autores concluíram ainda que o amolecimento está relacionado aos mecanismos de tenacidade apresentados anteriormente na Fig. 2.3 que ocorrem nessa região. Uma parte significativa da energia aplicada pelas cargas externas é dissipada na zona de

processo de fratura e, por isso, uma fissura pode se propagar de maneira estável antes do colapso final da estrutura. Após o pico de carregamento, a ruptura imediata e catastrófica da estrutura é evitada porque as superfícies da fissura ainda permanecem em contato sendo capazes de transmitir tensões que vão decrescendo à medida que as superfícies vão perdendo o contato. O resultado é uma relação entre capacidade de carga e deslocamento (ou abertura de fissura) que apresenta decréscimo gradual do valor da capacidade de carga. A Fig. 2.4 representa uma curva típica Tensão Normal *versus* Abertura de Fissura, para o regime pós-carga de pico.

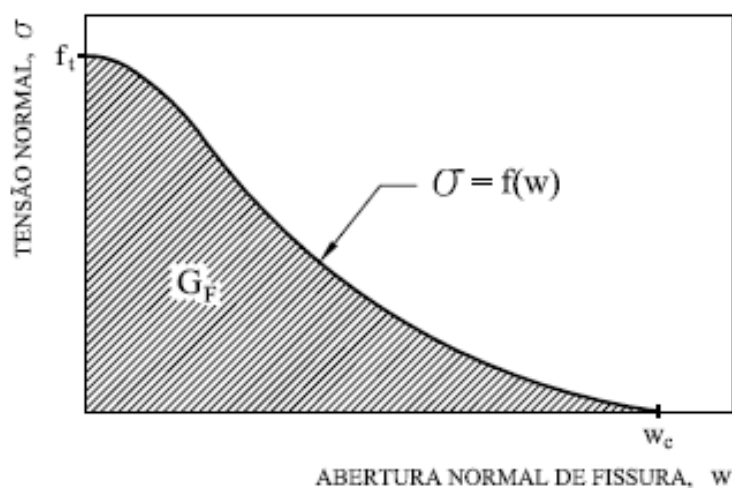


Figura 2.4: Curva Tensão Normal *versus* Abertura de Fissura (Rilem 89-FMT (1990))

A área sob o gráfico da relação entre a tensão normal e abertura de fissura fornece um parâmetro que representa a energia necessária para a formação de uma fissura de área unitária, sendo denominada energia de fratura G_F . A energia de fratura é considerada como um parâmetro de fratura que depende apenas do material.

2.2 Efeito de Escala

O efeito de escala ou efeito de tamanho é um aspecto que deve ser considerado em qualquer teoria física, sendo uma questão que tem ocupado posição importante

no estudo de muitos problemas de engenharia. Esta questão é tão antiga que foi apontada por Leonardo da Vinci nos anos de 1500 (da Vinci (1945) apud Dovat (2003)), quando o mesmo realizou estudos experimentais com fios de ferro do mesmo diâmetro e diferentes comprimentos, observando que a resistência à tração diminuía quando o comprimento dos fios aumentava. Em suas notas, da Vinci (1945) sugeria que a resistência dos fios era inversamente proporcional a seu comprimento.

Posteriormente, Galileo (1730), em seu famoso livro *“Discorsi e Dimostrazioni Matematiche Intorno à Due Nuove Scienze”*, discutiu sobre as propriedades de estruturas com semelhanças geométricas e observou que, com o aumento do tamanho, as estruturas falhavam quando submetidas apenas ao seu peso próprio.

Um grande avanço na interpretação do efeito de tamanho é devido a Mariotte (1686), que propôs que o material não é totalmente homogêneo e, conseqüentemente, a resistência varia ponto a ponto. Desta ideia, concluiu-se que em uma peça de maior dimensão existiriam mais pontos nos quais o material teria uma resistência mais baixa, de modo que esta peça iria ao colapso com tensões menores. De maneira qualitativa, este foi o primeiro passo na formação das bases da teoria estatística do efeito de tamanho, que seria completada dois séculos e meio depois.

Um passo fundamental para o estudo do efeito de tamanho foi a criação da Mecânica da Fratura com o trabalho de Griffith (1920), que estudou a resistência residual e a variação de energia elástica dos sólidos devida a existência de trincas, fazendo um elo com os conceitos estatísticos das ideias de Mariotte.

Este efeito é um forte argumento a favor do uso da Mecânica da Fratura no concreto, uma vez que influencia vários aspectos de análise, principalmente aspectos correlacionados à resistência, fragilidade, ductilidade estrutural, energia e tenacidade à fratura, dentre outros.

No entanto, durante muito tempo, o efeito de escala foi colocado em segundo plano tendo em vista o caráter puramente estatístico dado ao fenômeno, culminando com a teoria de Weibull (1939) e trabalhos como o de Mihashi e Izumi

(1977), Mihashi e Zaitsev (1981), Carpinteri (1989) e P. Rossi e Hachi (1996). Esta abordagem foi denominada “*Statistical Size Effect*”.

Posteriormente a esta teoria estatística, estudos determinísticos do efeito de escala no concreto foram iniciados com os trabalhos de Kaplan (1961) e Hillerborg et al. (1976), sendo o primeiro no campo experimental e o segundo no campo teórico.

A partir destes estudos, foram apresentadas algumas evidências a respeito da natureza do fraturamento do concreto, indicando que a principal razão para o efeito do tamanho encontrava-se relacionada com a energia necessária para propagação de fissuras (Bazant e Cedolin (1991) apud Ozbolt et al. (1994)). Na sequência, algumas evidências experimentais do efeito de tamanho em estruturas de concreto são apresentadas.

2.2.1 Evidências do Efeito de Escala

As primeiras evidências experimentais do efeito de escala em estruturas de concreto surgiram com o trabalho de Kaplan (1961), em estudo que tinha a intenção de analisar a mecânica da fratura do concreto e não o efeito de escala propriamente dito.

Até o início dos anos 80 haviam poucos resultados experimentais relacionados com o efeito de escala, podendo citar os estudos realizados por Kani (1967) e Glucklich (1963). Em ambos os estudos, a redução da resistência com o aumento do tamanho era o foco de análise.

Somente a partir do estudo de Bazant e Oh (1983), em que foi sugerida a existência de diferentes formas de ruptura em função do tamanho estrutural, novos estudos começaram a ser realizados.

Para ilustrar qualitativa e quantitativamente a influência do efeito de tamanho, tanto na resistência como na ductilidade de estruturas de concreto, apresentam-se a seguir resultados experimentais oriundos de ensaios de compressão, tração, flexão e compressão diametral.

2.2.1.1 Compressão Axial

Um dos primeiros trabalhos que tratou o assunto foi o de Van Mier (1986) em que o comportamento de prismas com seção transversal de área constante ($A = 100 \times 100 \text{ mm}^2$) e diferentes alturas (H), submetidos à compressão axial, foram estudados. Neste experimento foi utilizado um concreto com fator água/cimento de 0,5 e diâmetro máximo de agregado (ϕ_{max}) de 16 mm. Na Fig. 2.5 são apresentadas as curvas tensão *versus* deformação do referido ensaio, com os correspondentes valores de tensões máximas.

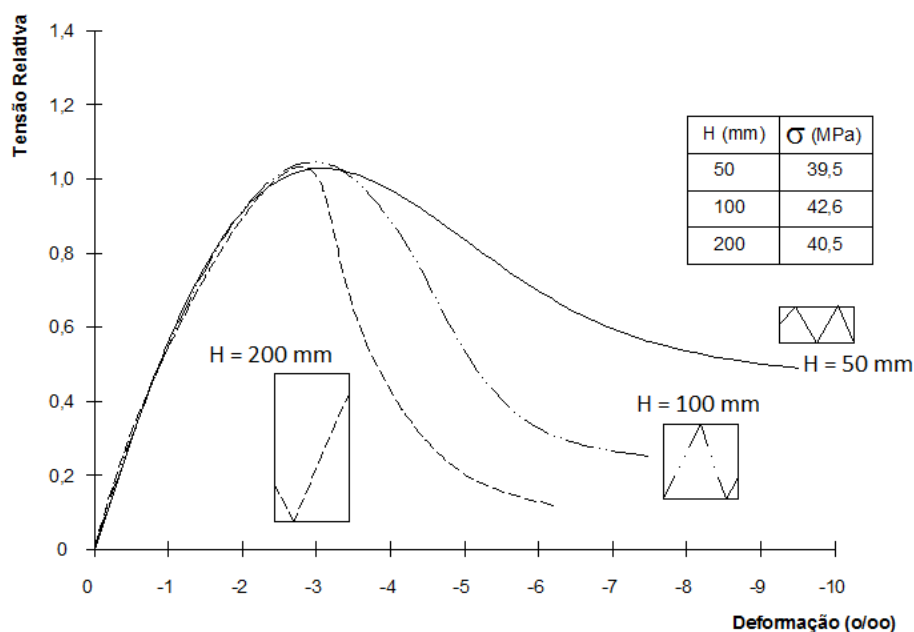


Figura 2.5: Curvas tensão x deformação obtidas por Van Mier (1986)

Pela análise das curvas apresentadas, observa-se que os ramos descendentes apresentaram inclinações mais suaves associadas aos corpos de prova menores, sendo este efeito explicado pela ocorrência de um volume constante de localização distribuído em corpos de prova de diferentes alturas. Em termos de resistência, não foi observado diferença significativa entre os corpos de prova.

Posteriormente, Vonk (1993) fez um estudo similar ao de Van Mier (1986) utilizando duas seções transversais quadradas com 50 e 100 mm de lado e alterando a

dimensão máxima do agregado graúdo para 8 mm. Pelos resultados obtidos, mostrados na Fig. 2.6, confirmou-se a existência do efeito de escala no comportamento pós-crítico em compressão. Em relação à influência na resistência, os resultados diferiram daqueles obtidos por Van Mier (1986), tendo sido observado um aumento no limite máximo de tensão com a diminuição da altura.

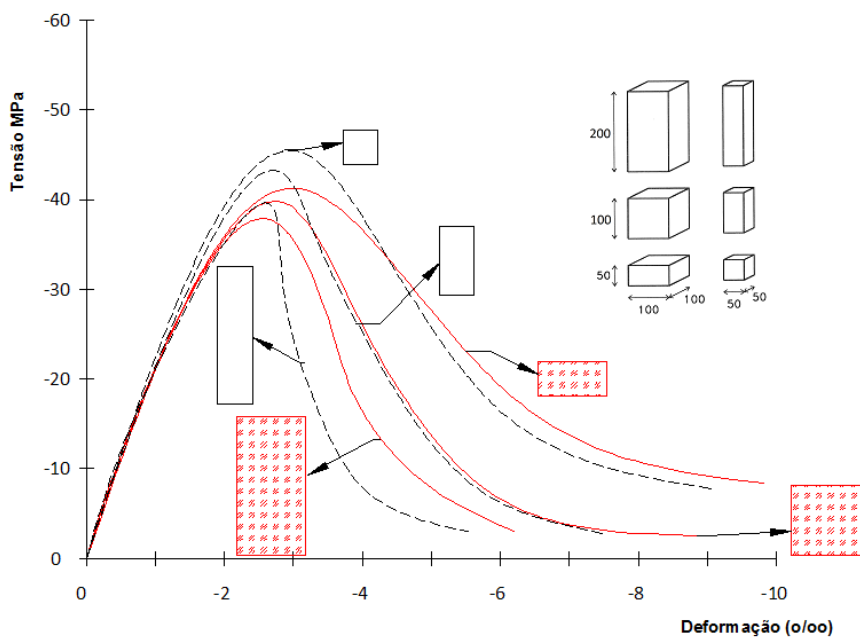


Figura 2.6: Curvas tensão x deformação obtidas por Vonk (1993)

Outro trabalho que analisou o efeito de escala no concreto submetido à compressão foi o de Chin et al. (1997). Neste trabalho, com a intenção de analisar dois concretos distintos, o fator água/cimento foi alterado, sendo 0,44 para o concreto convencional e 0,28 para o concreto de alta resistência. O agregado graúdo utilizado nos concretos tinha diâmetro máximo igual à 19 mm e os prismas tinham dimensões de 75x75x150 mm, 100x100x200 mm e 125x125x250 mm. Os resultados mostraram que a ductilidade é reduzida com o aumento do tamanho estrutural confirmando os dados obtidos nos estudos anteriores. No entanto, para a resistência nada se pôde afirmar. A Fig. 2.7 mostra as curvas tensão *versus* deformação obtidas.

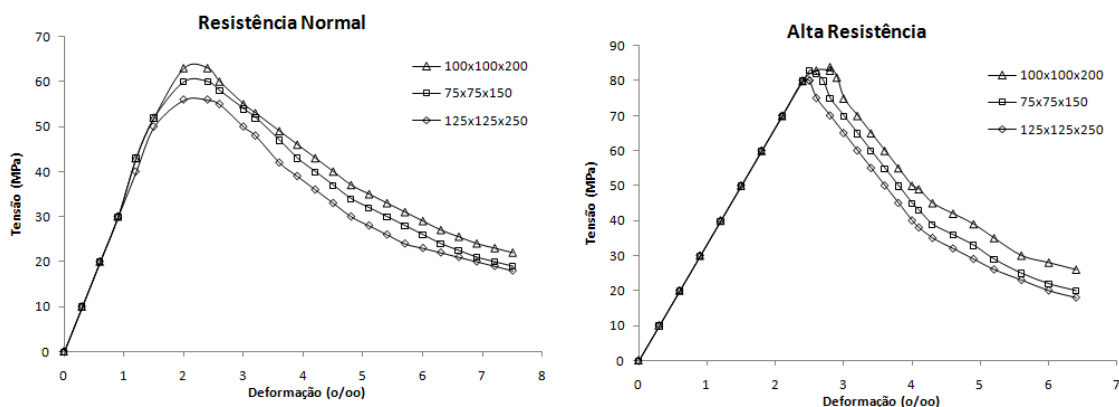


Figura 2.7: Curvas tensão x deformação obtidas por Chin et al. (1997)

A partir destes trabalhos apresentados, outros foram realizados, como o de Kim et al. (1999) que investigaram o efeito de escala em corpos de prova cilíndricos com e sem armadura circular submetidos à compressão usando os conceitos da mecânica da fratura não-linear e o de Tokyay e Ozdemir (2001) que relataram não ter encontrado nenhuma diferença significativa na resistência à compressão de concretos de alta resistência, ao efetuar a alteração na proporção do comprimento/diâmetro de corpos de prova cilíndricos. O trabalho de Yazici e Sezer (2007) também estudou a influência do efeito de escala na resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura e 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura. Eles utilizaram oito diferentes traços de concreto, com fator água/cimento variando entre 0,37 e 0,77. Neste trabalho os autores relatam que não foram observadas diferenças significativas na resistência à compressão, levando em consideração o efeito de escala, para os concretos com resistência à compressão variando de 14 a 50 MPa.

Mais recentemente, Dehestani et al. (2014) analisaram três tipos de concretos auto-adensável, pesquisando por meio de corpos de prova cilíndricos que variavam a relação altura/diâmetro de 0,5 à 2,0 e cubos que variavam de 50 mm à 150 mm de lado, conforme apresentado na Fig. 2.8. Eles afirmaram que o efeito de escala é mais acentuado em concretos com menores resistência à compressão e quando à relação altura/diâmetro é menor do que 1.



Figura 2.8: Corpos de prova utilizados por Dehestani et al. (2014): (a)cubos e (b) cilindros

2.2.1.2 Tração Axial

Análises experimentais do efeito de escala em peças de concreto simples submetidos à tração axial são raros na literatura, devido à dificuldade de garantir a estabilidade do ensaio. Um trabalho de referência foi realizado por Bazant e Pfeiffer (1987) em que prismas de concreto com duplo entalhe foram ensaiados (Fig. 2.9). No experimento, peças em concreto e em argamassa, com espessura constante ($b=19$ mm) e largura (d) igual a 38,1 mm, 76,2 mm e 152,4 mm foram moldadas. Mantendo a mesma trabalhabilidade, a argamassa foi confeccionada com areia de $\phi_{max} = 4,83$ mm e fator água/cimento de 0,5 e o concreto com areia de $\phi_{max} = 4,83$ mm, com agregado graúdo de $\phi_{max} = 12,7$ mm e fator água/cimento = 0,6. Medidas de valores de carga máxima (P_{max}) foram efetuadas para os diferentes exemplares e após o cálculo da tensão nominal em função da área da seção transversal intacta, foi observada uma redução da resistência com o aumento do tamanho estrutural (Fig. 2.9).

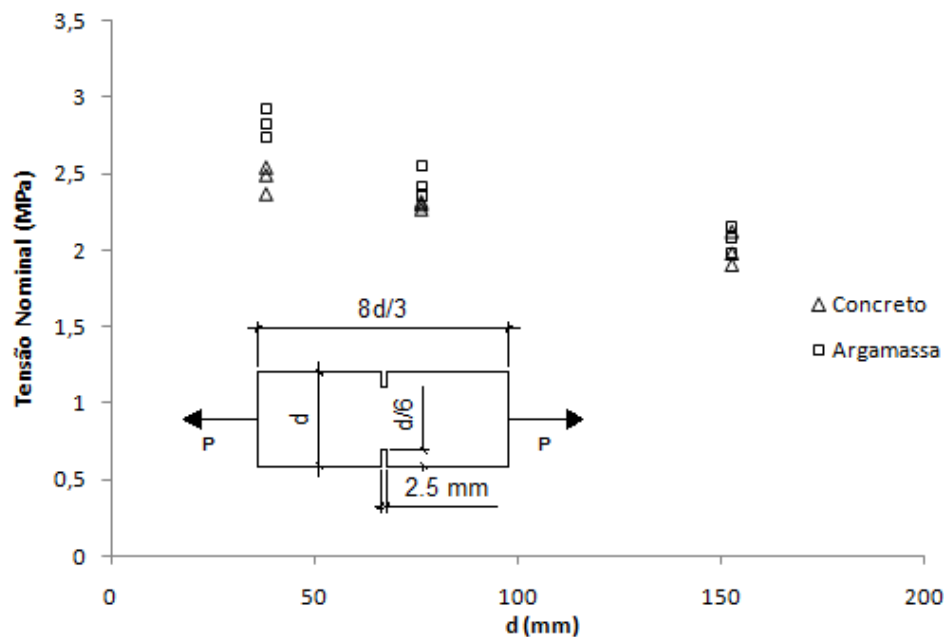


Figura 2.9: Resultados Experimentais de Bazant e Pfeiffer (1987) para peças de concreto e argamassa submetidas à tração axial

No trabalho, Bazant e Pfeiffer (1987) propõem uma lei para a variação da resistência, a partir da qual a energia de fratura é calculada como uma grandeza independente do tamanho estrutural, sendo função de um tamanho característico do material relacionado à não homogeneidade do mesmo.

2.2.2 Compressão Diametral

A determinação da resistência à tração do concreto não é uma tarefa simples, devido às dificuldades de execução do ensaio de tração direta. Uma das alternativas existentes é o ensaio de compressão diametral (ABNT NBR 7222:2011) ou "*Brazilian Test*" que foi desenvolvido em 1947, pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro. Neste ensaio, duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão são aplicadas em um cilindro, gerando nos pontos do plano diametral contendo a linha de ação das cargas, estados de tensão, nos quais a componente de tensão normal ao referido plano é constante, conforme mostrado na Fig. 2.10.

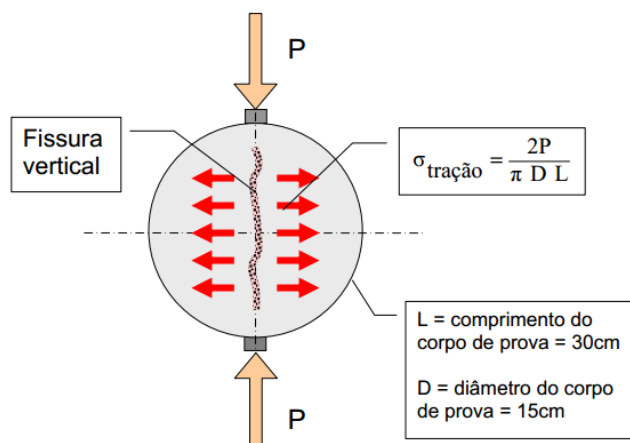


Figura 2.10: Ensaio de tração por compressão diametral - Adaptado do Rilem CPC6 (1990)

Neste ensaio, é possível observar a natureza parcialmente frágil do concreto, sendo importante o estudo da ocorrência do efeito de tamanho. Diversos pesquisadores, como Sabnis e Mirza (1979), Chen e Yuan (1980), Hasegawa e Okada (1985), Kim e Eo (1990), Bazant et al. (1991) e Rocco et al. (1999) pesquisaram a influência do tamanho e em muitos casos a resistência à tração decresceu com o aumento do tamanho, mas em alguns testes esta tendência não pôde ser comprovada. Por exemplo, nos estudos conduzidos por Hasegawa e Okada (1985) e Bazant et al. (1991), para pequenos corpos de prova a resistência à tração diminuía à medida que o tamanho das peças aumentavam. No entanto, quando o tamanho dos corpos de prova excediam um determinado limite, esta tendência parecia inverter, tendendo a crescer com o aumento do tamanho da peça.

Bazant et al. (1991), após a análise dos resultados (Fig. 2.11), alegaram que o efeito reverso observado é inconclusivo, podendo estar associado a uma simples dispersão de resultados ou a uma explicação fenomenológica. Uma destas explicações possíveis relaciona o efeito observado a uma mudança nos mecanismos de ruptura em corpos de prova com grandes dimensões, para os quais as cargas máximas são acompanhadas do esmagamento de pequenas regiões, próximas às prensas de compressão.

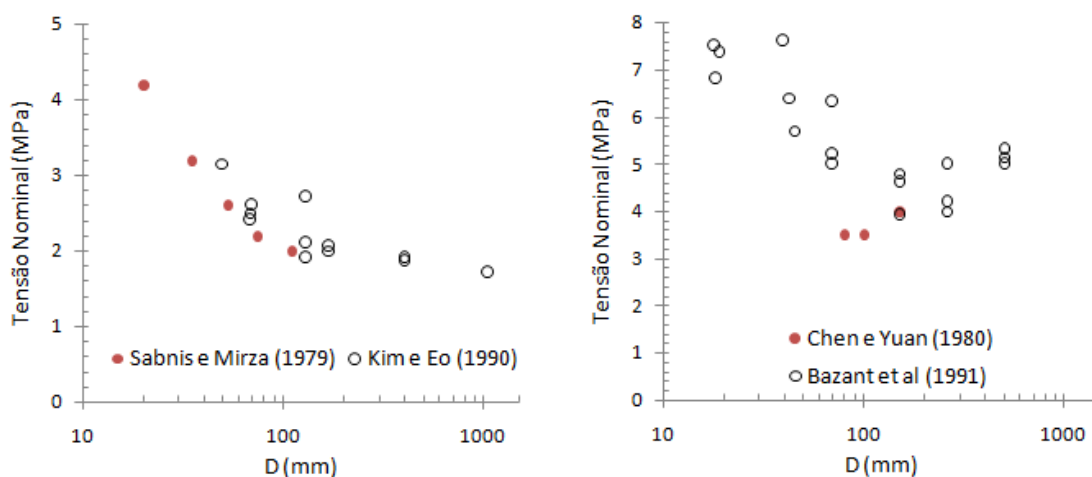


Figura 2.11: Efeito de tamanho na resistência à tração obtida por compressão diametral - resultados apresentados por vários autores

Em contra partida aos resultados apresentados acima (Fig. 2.11), Rocco et al. (1999), após ensaiarem uma série de corpos de prova de tamanhos diferentes, concluíram que a resistência à tração decrescia monotonicamente à medida que o tamanho aumentava, aproximando-se assintoticamente para grandes tamanhos (Fig. 2.12). Nestes testes, para os corpos de prova suficientemente grandes, a resistência à tração demonstrou ser independente do tamanho.

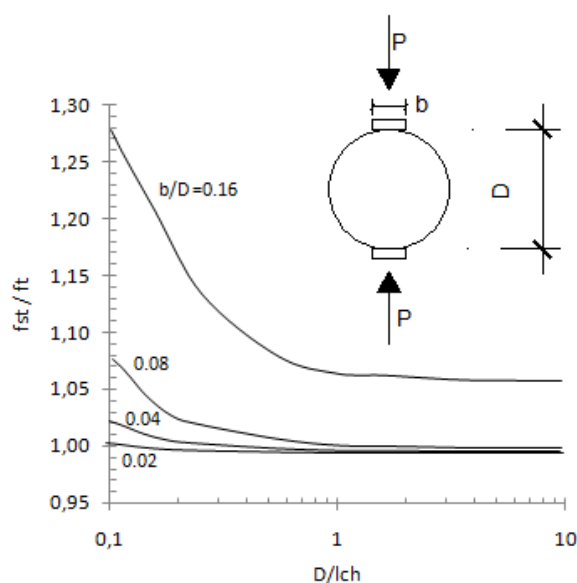


Figura 2.12: Resistência à tração versus tamanho do CP (Rocco et al. (1999))

2.2.3 Flexão em Três Pontos

Este é o ensaio mais amplamente adotado para o estudo do efeito de escala em estruturas de concreto, devido à facilidade de execução em comparação com ensaios de corpos de prova prismáticos submetidos à tração direta. Além disto, os ensaios de flexão garantem uma menor interferência das condições de contorno nos resultados dos ensaios, pois as cargas são aplicadas através de rótulas, sendo uma na parte superior e duas nos apoios, oferecendo desta forma, o mínimo de atrito possível, conforme esquema ilustrado na Fig. 2.13.

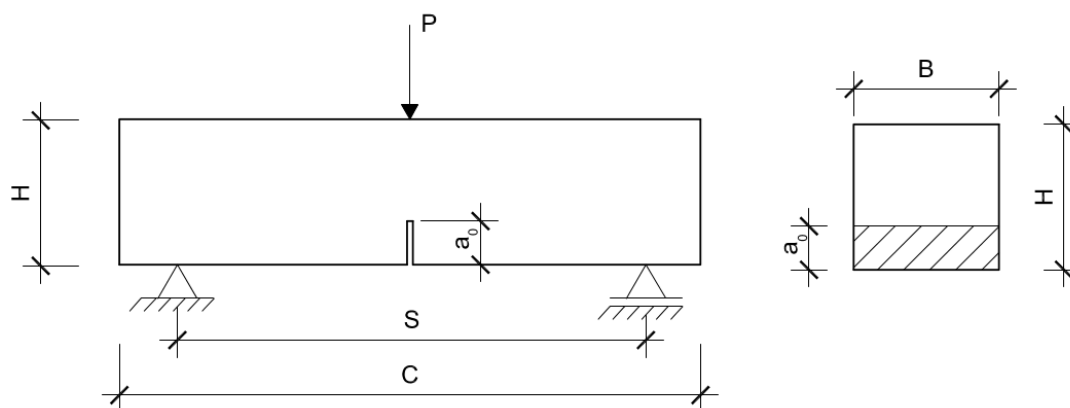


Figura 2.13: Corpo de prova para ensaio à flexão em três pontos

Para ilustrar o efeito de escala observado nestes ensaios alguns trabalhos são apresentados na sequência.

Bazant e Pfeiffer (1987), no mesmo trabalho apresentado para o efeito de escala em tração axial (item 2.2.1.2), também estudaram o fenômeno para a flexão. Utilizando os concretos e as argamassas citados anteriormente, vigas retangulares similares à da Fig. 2.14 foram confeccionadas. A partir da carga máxima obtida para as vigas, a tensão nominal foi determinada pela fórmula da flexão elástica considerando a área da seção transversal integral sem entalhe ($\sigma_N = 3,75 P_{max}/bd$). Na Fig. 2.14, os resultados são apresentados observado-se uma queda de resistência com o aumento do tamanho.

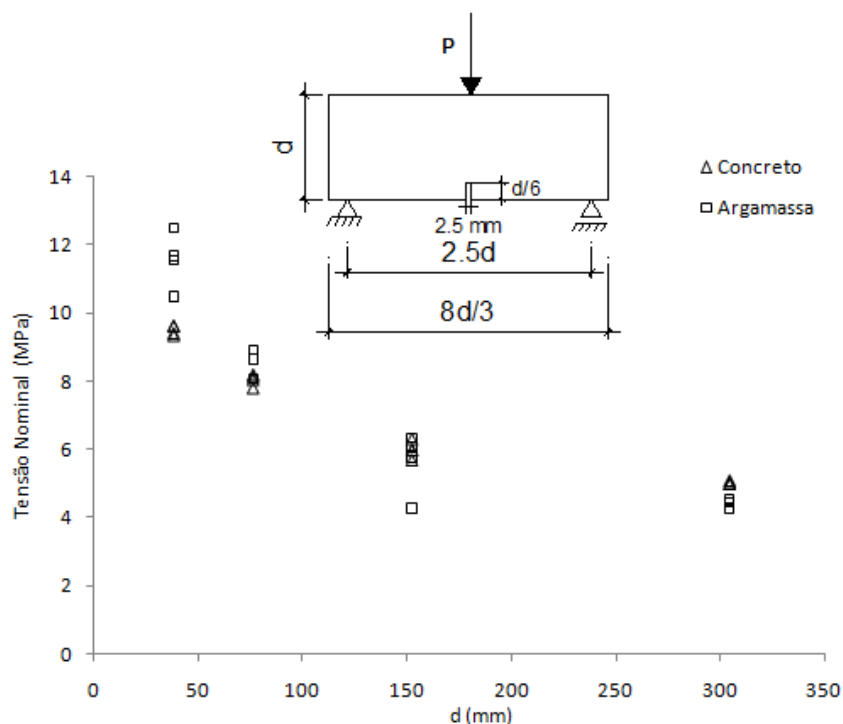


Figura 2.14: Resultados experimentais de Bazant e Pfeiffer (1987) para a variação da resistência com o tamanho estrutural em ensaios de flexão em três pontos

Gettu et al. (1990) seguiram os estudos de Bazant e Pfeiffer (1987) alterando o tamanho do entalhe inicial, adotando entalhe igual a $d/3$, com 2,0 mm de abertura. O concreto estudado foi de alta resistência, utilizando agregado graúdo com dimensão máxima de $\phi_{max} = 9,5\text{mm}$ e relação água/cimento de 0,35. Neste trabalho, além da variação da resistência em função do tamanho estrutural (Fig. 2.15), também foram obtidas as curvas carga versus deslocamento do ponto de aplicação de carga, bem como curvas de carga versus abertura do entalhe, conforme mostrado na Fig. 2.16. Nestas curvas pode-se notar a associação do comportamento mais frágil (inclinação mais acentuada em regime pós-crítico) com estruturas maiores.

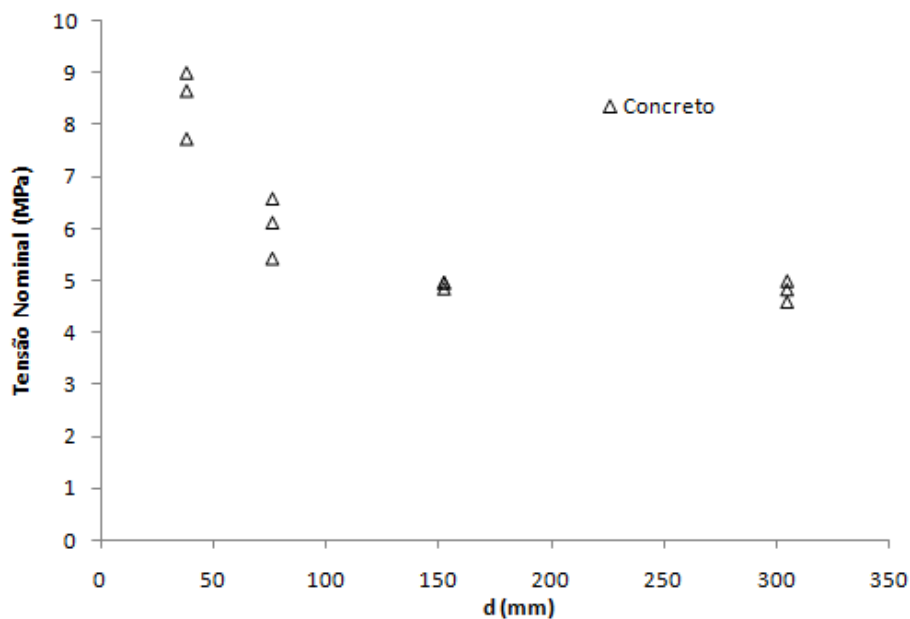


Figura 2.15: Resultados experimentais de Gettu et al. (1990) para a variação da resistência com o tamanho estrutural em ensaios de flexão em três pontos

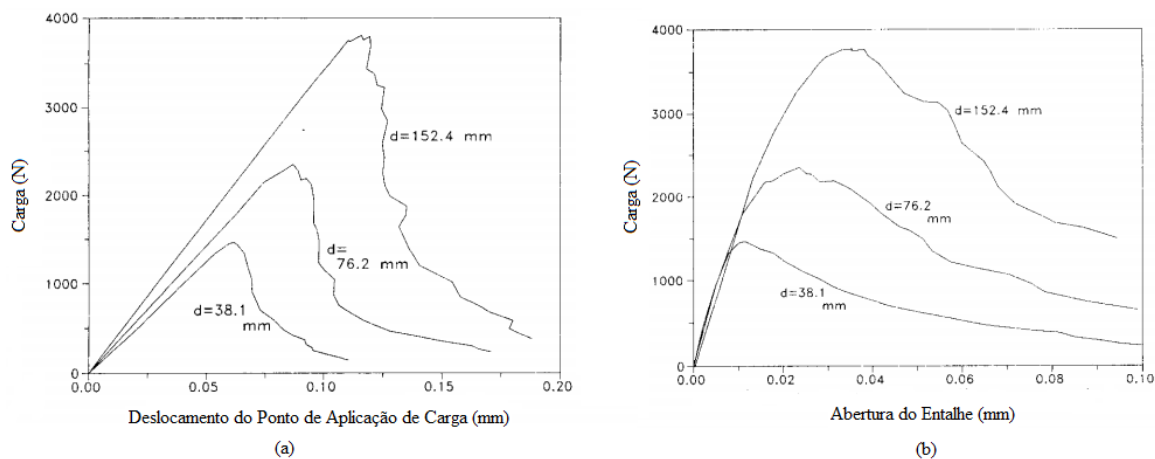


Figura 2.16: Curvas (a) carga *versus* deslocamento do ponto de aplicação da carga e (b) carga-abertura do entalhe obtidas por Gettu et al. (1990), em ensaios de flexão em três pontos

Perdikaris e Romeo (1995) estudaram o efeito de escala na flexão em três pontos de vigas de argamassa. Foram confeccionadas duas argamassas utilizando-se agregado de $\phi_{max} = 6\text{mm}$, com resistência à compressão, medida aos 28 dias de idade,

em cilindros de 150x300 mm, de 19 MPa e 63 MPa. As vigas ensaiadas tinham relação vão/altura (L/d) de 4,0, espessura (b) de 128 mm e entalhe com extensão de $d/3$ e abertura 3,5 mm. Três dimensões foram adotadas, $d = 64, 128$ e 256 mm. A Fig. 2.17 mostra a variação da resistência com o tamanho estrutural, adotando-se a tensão nominal calculada pela fórmula da flexão elástica como parâmetro de resistência. A mesma variação anteriormente observada, se repete neste estudo.

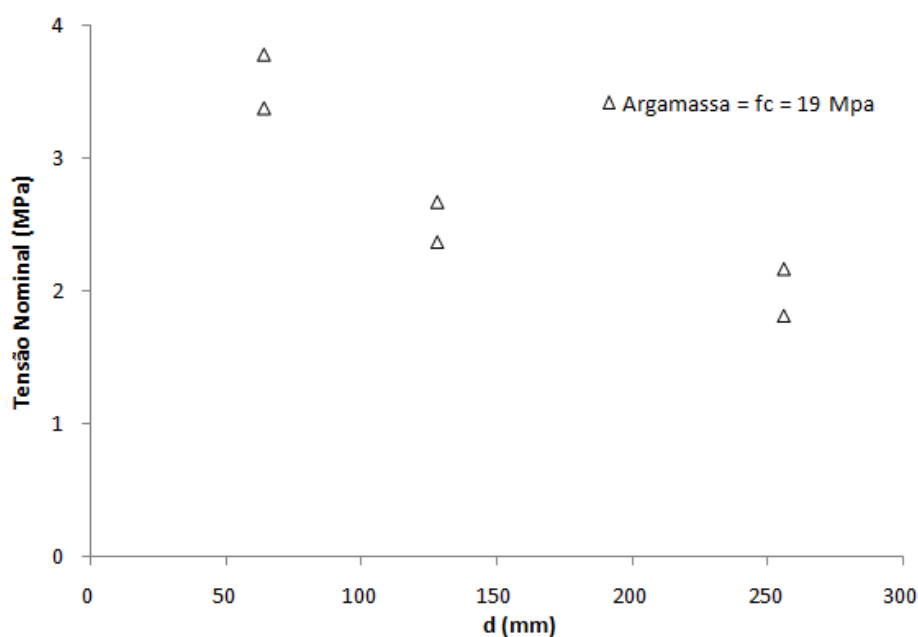


Figura 2.17: Resultados experimentais de Perdikaris e Romeo (1995), para a variação da resistência com o tamanho estrutural em ensaios de flexão em três pontos

Posteriormente a estes trabalhos, nas décadas de 2000 e 2010, outros foram realizados utilizando novas ferramentas experimentais e alterando a composição do concreto. Como exemplo destes trabalhos pode-se citar Caibal et al. (2008) que estudaram o efeito de escala em vigas de concreto armado submetidos à flexão, Vorel et al. (2014) que estudaram o efeito de escala em concretos protendidos e Wille e Parra-Montesinos (2012) que estudaram efeito de escala em concretos com alta resistência. Nestes três trabalhos confirmou-se a tendência de queda da resistência com o aumento do tamanho da estrutura.

2.3 Parâmetros Importantes

Conforme comentado nas seções anteriores, o concreto é considerado um material parcialmente frágil, uma vez que apresenta uma resposta de amolecimento devido à presença de uma região inelástica, denominada de zona de processo de fratura, localizada à frente da fissura onde os mecanismos de tenacidade à fratura se desenvolvem. Estes mecanismos são os responsáveis pela dissipação parcial de energia fornecida pelo carregamento e explicam o comportamento do concreto fissurado.

Assim, a resposta de amolecimento do concreto irá depender dos mecanismos de tenacidade e como consequência do efeito de escala e do tamanho da ZPF e esta, dentre outros fatores, depende do campo de tensão existente na ponta da trinca, da microestrutura e da composição do concreto (Karihaloo (1995)).

Existem vários estudos (Bazant e Kazemi (1990), Hu e Wittmann (1992), Otsuka e Date (2000), Rocco e Elices (2009), M.Korenska et al. (2010), Aggelis et al. (2011), Wu et al. (2011), Akcay et al. (2012), Ohno et al. (2014) , dentre outros) que indicam como determinadas variáveis dos constituintes do concreto influenciam o tamanho da ZPF, a energia de fratura, e portanto, o efeito de escala. No entanto, não existe um consenso entre os pesquisadores sobre este tema, uma vez que tendências diferentes são observadas em função do tipo de corpo-de-prova e da metodologia de ensaio adotada.

Na sequência são apresentados alguns trabalhos de cunho experimental que avaliam a influência do tamanho, volume, tipo, textura e forma dos agregados, sendo apresentadas posteriormente, como outras variáveis podem influir na ZPF e, portanto, no efeito de escala.

2.3.1 Tamanho dos Agregados Graúdos

Utilizar agregados graúdos com diâmetro máximo maiores pode representar ganho de resistência, uma vez que concretos com agregados maiores requerem menor

quantidade de água na mistura. No entanto, a influência do diâmetro máximo do agregado nas propriedades de fratura do concreto ainda é motivo de estudos e pesquisas.

Observam-se microfissuras desenvolvidas no concreto, oriundas de processos ocorridos durante e após a concretagem de peças estruturais que apresentam comportamentos distintos quando as granulometrias adotadas são comparadas.

Landis e Shah (1995) demonstraram que concretos com diâmetro máximo do agregado maiores apresentam uma maior zona de processo de fratura do que aqueles concretos compostos com agregado graúdo de diâmetros máximos menores.

Em função do diâmetro máximo do agregado, a forma da fissura varia, sendo mais lisa em concretos que possuem agregados com menores dimensões e mais rugosa e tortuosa em concretos que possuem agregados maiores. A justificativa para este fato é que a fissura, ao se propagar, é forçada a vencer o agregado, que a princípio é a fase do composto com maior resistência, ou desviando-se pelo contorno da interface agregado-argamassa. Uma vez que a resistência da interface é normalmente mais baixa, o avanço da trinca é propenso a desviar do agregado, o que resulta em um caminho tortuoso de fissuração, com maior consumo de energia. Assim, quanto maior o tamanho dos agregados, maior é o caminho de fissuração e maior quantidade de energia é requerida para vencer o vínculo interfacial (Amparano et al. (2000) e Wu et al. (2001)). Essa análise foi realizada para concretos com resistência à compressão de até 30 MPa.

Outros pesquisadores (Tang et al. (1992), Otsuka e Date (2000), Chen e Liu (2004) e Rocco e Elices (2009)) também analisaram a influência do tamanho do agregado e provaram experimentalmente que o tamanho da Zona de Processo de Fratura em concretos, aumenta com o aumento do tamanho médio de agregado, deduzindo que a fragilidade do concreto diminui com o aumento do diâmetro máximo do agregado. Os autores afirmaram que a granulometria da estrutura de concreto deve ser considerada como um dos parâmetros dominantes que afetam diretamente

o tamanho da Zona de Processo de Fratura.

2.3.2 Volume de Agregados

O volume de agregado no concreto também é uma variável que deve ser verificada, uma vez que este representa 50% a 75% do volume do composto, afetando diversas propriedades mecânicas do concreto.

Akçay et al. (2012), em seu trabalho, analisaram recentemente a importância ou a interferência do volume de agregados graúdos em concretos, relatando um aumento da resistência à compressão, do módulo de elasticidade, da resistência à tração e à flexão e da energia de fratura, com o aumento do volume de agregado. A justificativa para o aumento da energia de fratura está no fato que, mesmo o concreto apresentando matrizes similares, uma maior quantidade de agregados na Zona de Processo de Fratura resulta uma maior atuação do mecanismo de fratura denominado “costura da fissura pelos agregados” (Fig. 2.3 (c)), além do que, com o aumento do volume de agregado ocorre um aumento no tamanho da ZPF e, conseqüentemente, um aumento das microfissuras com redução da concentração de tensão nesta zona.

Este trabalho foi realizado com o intuito de complementar os estudos de Amparano et al. (2000), onde foi observado que um aumento da fração volumétrica dos agregados provocou inicialmente uma redução na energia de fratura, e posteriormente, aumento desta energia. Neste trabalho também foi constatado que o comprimento da ZPF aumenta com o aumento da fração volumétrica dos agregados, o que pode ser explicado segundo o autor, pela composição granulométrica mais grossa.

2.3.3 Forma dos Agregados

Outra variável que influi nas propriedades mecânicas do concreto é a forma do agregado, seja ele graúdo ou miúdo. Estudos têm sido realizados como o intuito de provar que o desenvolvimento de fissuras depende em grande medida da forma dos

agregados utilizados.

Agregados lisos iniciam o processo de fissuração com tensões inferiores ao de um agregado pontiagudo mais áspero, conforme relatado por Neville (1995). Além disto, os agregados mais pontiagudos agem como obstáculo para a propagação da trinca, influenciando a energia de fratura.

A influência da forma dos agregados foi estudada por Saouma et al. (1991) e Li et al. (2004), para concretos de barragem e eles concluíram que: (1) os parâmetros à fratura (Fator de Intensidade de Tensão (K_{IC}) e Energia de Fratura (G_F)) são praticamente independentes do tamanho do agregado e dependem da angulosidade ou da forma deste; (2) para os dois tipos de agregados utilizados nas referidas pesquisas, mais energia foi necessária para fraturar os agregados angulares que arrancar os agregados arredondados; e (3) o arrancamento dos agregados arredondados pode resultar em uma Zona de Processo de Fratura maior do que para agregados angulares.

Mais recentemente, Rocco e Elices (2009) analisaram a influência da forma do agregado, utilizando a técnica de correlação de imagem digital na superfície de ruptura, gerando uma expressão para analisar a topografia da fratura, em função do percentual total de agregados rompidos ou arrancados. Por esta metodologia, Rocco e Elices (2009) analisaram a influência da forma, na energia de fratura G_F , no módulo de elasticidade e na ductilidade do concreto. Para a energia de fratura, maiores valores foram observados para agregados britados em relação aos arredondados. Já para o módulo de elasticidade e para a ductilidade, não houve diferença significativa nos resultados que pudesse caracterizar a influência da forma do agregado nestes parâmetros.

2.3.4 Outras Variáveis

Outras variáveis, como fator água/cimento (a/c), razão cimento/agregado, aderência argamassa/agregado, idade, graduação granulométrica, tipo de cimento, módulo de finura do agregado miúdo têm efeito direto na porosidade da matriz de cimento conforme apresentado por Mehta e Monteiro (1994) e, conseqüentemente, estas variáveis influenciam na energia de fratura e no tamanho da zona de processo de fratura.

Analisando a variável fator água/cimento, observa-se uma redução da porosidade com o decréscimo da razão a/c e, conseqüentemente, um aumento na resistência do material. Em relação a energia de fratura, observa-se uma redução desta com o decréscimo da razão a/c . O aumento da idade do concreto resulta num decréscimo da porosidade, ocorrendo um efeito equivalente ao decréscimo da razão a/c na energia de fratura.

Para a variável tipo de cimento, segundo Mehta e Monteiro (1994), a influência da composição do cimento sobre a porosidade da matriz fica limitada às primeiras idades, não sendo deste modo uma variável significativa para a análise do ramo de amolecimento da curva carga x abertura de trinca.

Capítulo 3

Métodos de Ensaio

*“Nobody is gonna hit as hard as life.
But it ain’t about how hard you hit.
It’s about how hard you can get hit and keep moving forward.
How much you can take and keep moving forward.
That’s how winning is done!”*

(Rocky Balboa, 2006)

Com os avanços tecnológicos, novas metodologias de ensaios foram desenvolvidas e aprimoradas para a determinação de parâmetros de fratura do concreto. Duas dessas tecnologias utilizadas neste trabalho são a Correlação de Imagem Digital (DIC) e a Emissão Acústica (EA). Neste capítulo, são apresentadas as teorias envolvidas nestas duas metodologias, bem com alguns trabalhos que as utilizaram.

3.1 Correlação de Imagem Digital

3.1.1 Introdução

A correlação de imagem digital (*Digital Image Correlation* - DIC) é um método de análise ótica relativamente recente que pode ser utilizado em vários campos da ciência para medições de deformações e deslocamentos de superfícies, sendo considerada uma ferramenta de medida não-destrutiva e sem contato com os componentes.

Vários pesquisadores, como Peters e Ranson (1981), Chu et al. (1985), Sutton et al. (1986), Helm (2008), Pan et al. (2009), McCormick e Lord (2012), Alam

et al. (2014), além de outros, têm utilizado esta tecnologia para determinação de parâmetros em estruturas de concreto.

Esta técnica utiliza padrões de texturas, naturais ou artificiais, como portadores de informação. Ao combinar as superfícies das imagens capturadas, antes e depois de uma deformação ou deslocamento, utilizando uma função de correlação adequada, padrões de deslocamentos podem ser obtidos facilmente (Sutton et al. (2000)).

É possível listar três vantagens deste método de captura de informações: (1) a DIC não necessita de contato com a amostra em análise e não gera qualquer dano à mesma, permitindo analisar deslocamentos e deformações em elementos sem interferir no processo e sem instalar elementos físicos à superfície da amostra; (2) as imagens das superfícies analisadas são gravadas e processadas de modo conveniente e com rapidez; e (3) a DIC pode ser usada em elementos ou estruturas que não possuem uma superfície uniforme, conforme descrito por Helm (2008). Assim, este sistema de medição é muito flexível, uma vez que permite medir quase todos os tipos de deformações no tempo e no espaço, dando acesso a informações sobre gradientes de deformações e suas variações no tempo.

De acordo com Pan et al. (2009), em geral, a aplicação da DIC consiste em três etapas consecutivas, sendo elas: (1) preparo da superfície dos corpos de prova e do experimento; (2) gravação de imagens da superfície planar do corpo de prova antes e após aplicação de carregamento; (3) processamento das imagens adquiridas utilizando software para obter deslocamentos e deformações desejados.

A metodologia de ensaio a ser adotada neste trabalho é detalhada no Capítulo 4, sendo apresentada na Fig. 3.1 uma montagem típica de um sistema de captação de imagem digital.

Para uma boa captação da imagem de superfície da amostra em análise, a mesma deve apresentar um padrão aleatório de manchas que se deforma do mesmo modo que a face, a fim de transportar informações do elemento. Este padrão de manchas pode ser a textura natural da superfície da amostra ou a superfície alterada artificialmente

pela pulverização de tintas ou outras técnicas.

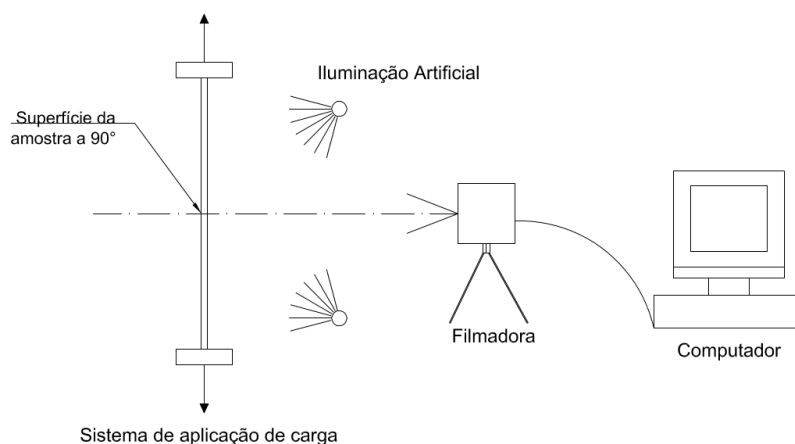


Figura 3.1: Sistema de Captação de Imagens Digitais (adaptado de Pan et al. (2009))

Pelo princípio da DIC, o movimento estimado de cada ponto é obtido a partir da ampliação do sistema de imagem (correlação mm / pixel). Esta estimativa somente retratará o real movimento do ponto físico se, de acordo com Pan et al. (2009), os dois requisitos abaixo forem atendidos.

1. A superfície do corpo de prova deve estar a 90^0 em relação ao sensor de captação e se manter nesta posição durante o carregamento;
2. A imagem não deve sofrer distorção geométrica.

Após a preparação da superfície da amostra e antes da captura das imagens é necessária a definição da área de amostragem, por meio de um gabarito com uma grade de pontos uniformemente espaçados (Fig. 3.2). De posse desta malha, qualquer ponto selecionado (região de interesse) pode ser monitorado nas imagens subsequentes (Fig. 3.3).

O centroide da área retangular selecionada é utilizado como o ponto de referência para aferição dos deslocamentos relativos. Já os vértices do retângulo são utilizados pelo software de processamento de imagens para verificação da rotação e/ou translação do ponto.

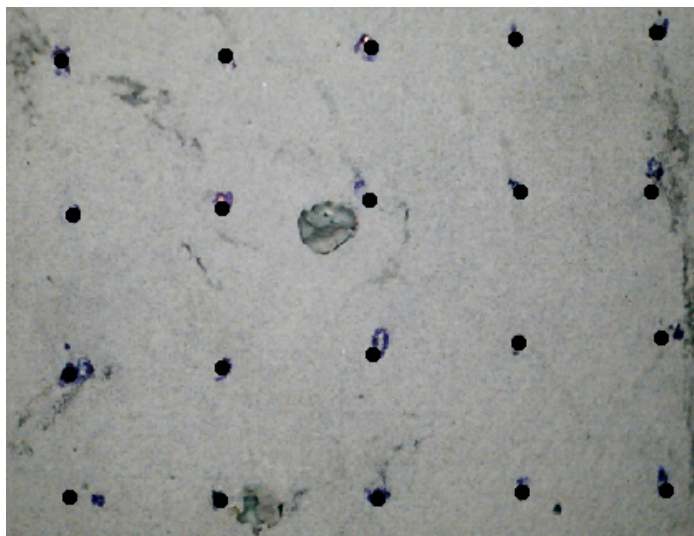


Figura 3.2: Superfície de amostragem, com grade pontos uniforme

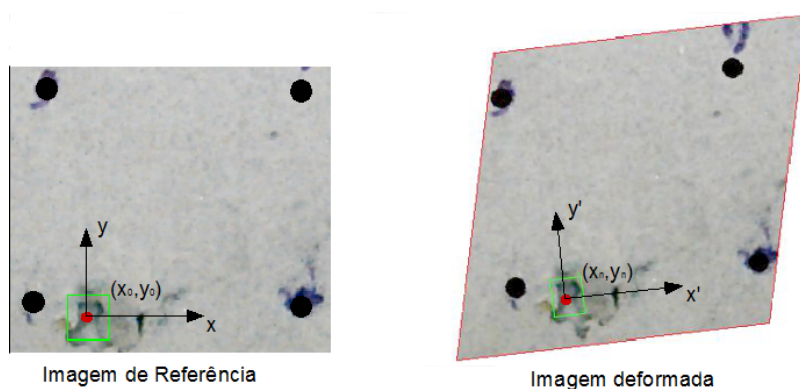


Figura 3.3: Ilustração esquemática do deslocamento e rotação do ponto de referência antes e após a deformação

Após a captura das imagens e definição dos pontos de referência, softwares específicos são utilizados para armazenar tanto os deslocamentos, quanto as rotações, imagem a imagem, gerando coordenadas ponto a ponto, que são convertidas utilizando a relação pixels por unidade de comprimento adotada.

3.1.2 Trabalhos Relacionados

A correlação de imagem digital, apesar de recente, vem sendo cada vez mais utilizada nos estudos sobre o fratura do concreto, por ser considerada uma ferramenta

estável e confiável, encontrando-se diversos trabalhos na literatura que utilizam tal metodologia.

Choi e Shah (1997) foram um dos primeiros a utilizar a DIC em testes de concretos à compressão para detectar trincas e medir as deformações axiais. Eles utilizaram três mecanismos diferentes para obter os deslocamentos e observaram um erro máximo de cerca de $\frac{1}{20}$ pixels, decorrente da distorção das lentes ou vibrações. Outra justificativa para tais erros é que quando as trincas são formadas, os pixels próximos à fissura podem girar. Tendo em vista que as medições do deslocamento ocorrem com base no desvio de transição da imagem padrão, a rotação pode afetar os resultados. Discrepâncias locais também podem interferir na magnitude da correlação de imagem, de modo que, como sugerido por Choi e Shah (1997), deve-se definir de início um nível aceitável do coeficiente de correlação.

Corr et al. (2007) estudaram a zona de transição interfacial da ligação entre a pasta de cimento e os agregados e o processo de amolecimento e fratura do concreto convencional. Neste estudo, com a DIC, foi possível obter informações sobre a tensão de aderência, o deslizamento local e a propagação da fissura, sendo proposta uma lei constitutiva experimental na sequência, para representar este comportamento.

Huang et al. (2010) obtiveram uma excelente correspondência entre os resultados obtidos por meio da correlação de imagem e os resultados de extensômetros elétricos, ao se determinar o módulo de elasticidade do concreto. A divergência entre os resultados foi inferior a 1% do valor total.

Wu et al. (2011) utilizaram a correlação de imagem digital para determinar o desenvolvimento e comprimento da Zona de Processo de Fratura e a abertura da trinca nesta zona. Os autores observaram que o comprimento da ZPF aumentava durante a propagação da trinca até o seu desenvolvimento por completo. Outra observação que os autores fizeram é que o comprimento da zona de processo para a carga máxima e o comprimento máximo desta zona aumentavam com o aumento do tamanho do corpo de prova, mas decresciam com o aumento da relação entre a

profundidade do entalhe inicial e a altura do corpo-de-prova.

McCormick e Lord (2012) ampliaram o uso da DIC analisando como estruturas de maior porte se comportam. Na sua análise, estruturas de pontes e barragens e vibrações de canos foram filmados. Este trabalho é significativo porque demonstra que fazendo as devidas correções para garantir estabilidade do ensaio, os resultados são muitos satisfatórios.

No último ano, Alam et al. (2014) realizaram um trabalho que estudava o comportamento mecânico do concreto, relacionado com a propagação da trinca e com a zona de processo de fratura, utilizando a correlação de imagem digital e a emissão acústica. Eles observaram que as duas técnicas em conjunto são capazes de identificar a ZPF e o processo de amolecimento do concreto. No trabalho que utilizou um tipo de concreto, comparando três vigas de tamanhos distintos (altura da viga 100 mm, 200mm e 400 mm), com entalhe no meio do vão, submetidas à flexão em três pontos, demonstrou-se que a resposta mecânica global das vigas pode ser investigada a partir do processo de fratura local do concreto. Neste trabalho os autores também confirmam que a DIC é uma metodologia eficaz para medir descontinuidades tais como comprimento e abertura da trinca.

3.2 Emissão Acústica

3.2.1 Introdução

A técnica de Emissão Acústica (EA) é um ensaio não destrutivo usualmente utilizada para investigar danos locais. No concreto, a emissão acústica é aplicada aos estudos da mecânica da fratura, para auxiliar na análise do processo de formação e propagação de trincas.

Sinais de Emissão acústica são causados pela liberação súbita de energia de deformação resultante da nucleação de novas superfícies externas (fissuras), que se propagam através do material e são detectadas como deslocamentos de superfície

por transdutores piezoelétricos (sensores). De acordo com Maji e Shah (1987), as emissões acústicas (EA) podem ser causadas por microfissuras, fricção intergranular e descolagem dos agregados.

Os sinais de EA gerados durante a solitação e captados pelos sensores devem ser analisados em função dos seguintes parâmetros (Maji e Shah (1987)):

1. Taxa de ocorrência da atividade EA (número de *hits*) - Esse parâmetro é utilizado para prever a extensão de danos internos causado pelo carregamento externo;
2. Energia da EA - Esse parâmetro é utilizado para determinar a liberação de energia crítica;
3. Frequência, amplitude da onda (A), tempo de amplitude (*rise time* - RT) e aumento de sinais de EA - Esses parâmetros são utilizados para distinguir diferentes mecanismos de dano ocorrendo em diferentes fases de carga.

Durante o processo de solitação podem ocorrer ruídos que devem ser retirados da análise, a fim de obter sinais de EA somente relacionados com o processo de formação e propagação de fissuras. Esses ruídos são eliminados ao se estabelecer uma amplitude de referência (*threshold*). Alguns autores (Wu et al. (2000), Chen e Liu (2007), Aggelis et al. (2011); Ohno e Ohtsu (2010) e Sagar e R.Prasad (2011)) sugerem que, para o concreto, essa amplitude de referência seja de 40 db.

Os parâmetros dos sinais de EA são ilustrados na figura 3.4 e seus significados são apresentados na sequência.

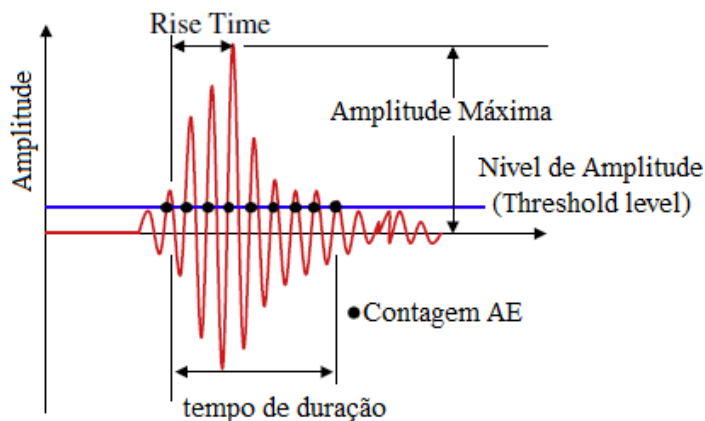


Figura 3.4: Parâmetros da Emissão Acústica em um *hit* (Ohno e Ohtsu (2010)-modificado)

a) *Hits*: sinal que excede a amplitude de referência e causa uma acumulação de dados. É frequentemente utilizado para mostrar atividade de EA com a contagem de número para um período ou números acumulativos.

b) Contagem da EA (*Counts EA*): número de vezes em que a duração da onda do sinal excede a amplitude de referência. Pode ser utilizado para se quantificar a atividade de EA tanto quanto o número de eventos (*Hits*). A contagem da EA depende diretamente da amplitude limite e da frequência de operação utilizada com base no tipo de transdutor piezométrico.

c) Amplitude: corresponde ao pico de tensão do sinal da onda usualmente anotado. Amplitudes são expressas em decibéis (dB). A escala linear de um microvolt do sensor é definida como um dB de EA. Amplitude é fortemente relacionada com a magnitude da fonte do evento. Geralmente a magnitude de detecção da amplitude deve ser compreendida como um valor que não representa a emissão da fonte, mas sim a resposta do sensor após a perda da energia durante a propagação da fissura.

d) Tempo de duração: intervalo de tempo em que a amplitude de onda supera a amplitude limite, dependendo diretamente da magnitude da amplitude limite.

e) *Rise time* (RT): intervalo de tempo entre a primeira amplitude de onda acima do limiar e da amplitude máxima. RT é fortemente relacionado com a função fonte

(local em que a onda foi emitida)/tempo e aplicada para classificar o tipo de fratura ou eliminar os ruídos.

f) Nivel de amplitude de referência (*Threshold level*): Amplitude de referência para se retirar o ruído.

g) Energia: Há diferentes definições para energia. A energia é normalmente interpretada como a magnitude do evento da fonte sobre a contagem da EA, devido à sensibilidade da amplitude e da duração. A energia independe da tensão (V), da amplitude limite e da frequência de operação.

De acordo com Ohno e Ohtsu (2010) é possível classificar fissuras ativas utilizando os parâmetros da EA: *rise time*, amplitude máxima, contagem da EA e tempo de duração. A razão entre os dois primeiros parâmetros gera um número que representa a inclinação entre os picos de amplitude (RA). A razão entre os dois últimos parâmetros fornece a frequência média.

Dentre os parâmetros apresentados, a amplitude está fortemente relacionada com a magnitude do evento ocorrido. Ela deve ser compreendida como uma resposta do sensor à perda de energia, durante a propagação da trinca. O trabalho de Colombo et al. (2003) mostrou que microfissuras emitem ondas de grande amplitude, enquanto microfissuras emitem ondas de pequena amplitude.

No entanto, outros autores, como Muralidhara et al. (2010), afirmam que somente a amplitude não é suficiente para caracterizar a magnitude dos sinais de EA. A justificativa para tal afirmativa é que para valores de amplitudes semelhantes podem ocorrer diferentes quantidades de energia. Deste modo, Muralidhara et al. (2010) sugerem a utilização da energia, da contagem da EA e da duração do sinal para descrever a magnitude do evento ocorrido.

Outros parâmetros como o número de hits acumulado, ou a taxa de hits por segundos (hits/s) são considerados por muitos autores (Chen e Liu (2007), Ohno et al. (2014), Aggelis et al. (2011) e Sagar e R.Prasad (2011)) como a principal medida experimental de EA, pois uma grande variação no número de hits/s pode

indicar um elevado processo de microfissuração no concreto. De acordo com Chen e Liu (2007), quanto maior o número de hits, mais tortuoso será o caminho da fissura, conseqüentemente mais larga será a ZPF, e maior será a quantidade de energia requerida para a trinca se propagar. Aggelis et al. (2011) também observaram que, para valores de hits/s acima de 100, ocorre a formação da trinca principal, e que nesse momento, ocorre uma grande liberação de energia.

3.2.2 Trabalhos Relacionados

A técnica da emissão acústica tem sido utilizada nos estudos sobre o fratura do concreto. Na seqüência são apresentados trabalhos recentes que utilizaram essa técnica em vigas de concreto submetidas à flexão em três pontos.

Muralidhara et al. (2010) indicaram que a energia dissipada durante os eventos de EA não depende do tamanho do corpo-de-prova. Para chegar em tal conclusão, os autores utilizaram os parâmetros de energia, contagem da EA e duração do sinal para descrever a magnitude do evento ocorrido. A Fig. 3.5 apresenta a curva Carga x Tempo x Energia Dissipada obtida pelos autores onde observa-se um aumento da energia à medida que ocorre fratura do concreto.

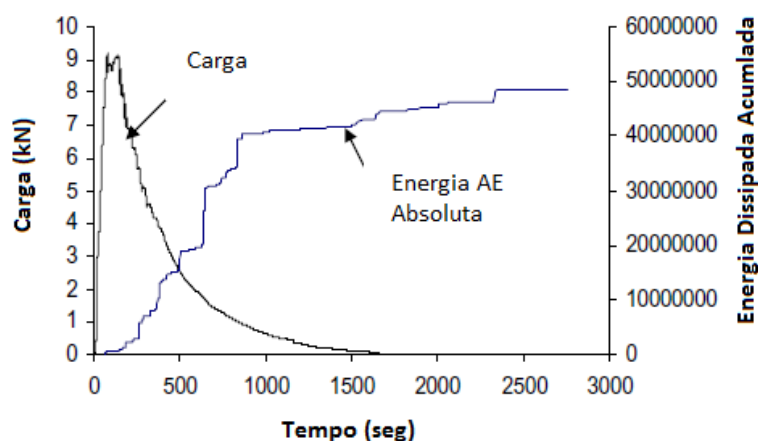


Figura 3.5: Curva Carga x Tempo x Energia Dissipada obtida por Muralidhara et al. (2010) - modificado

Muralidhara et al. (2010) também estimaram o tamanho da Zona de Processo de Fratura a partir da energia elástica acumulada liberada durante os eventos de EA. Os resultados obtidos indicaram que 75 a 80% da energia acumulada liberada são consumidos para a formação da ZPF.

Hadjab (2009), buscando avaliar o comprimento e a largura da ZPF, realizou ensaios em elementos prismáticos de concreto, com diâmetro máximo do agregado de 14 mm. Ele estimou que o comprimento da ZPF girava ao redor de 80 a 90 mm e a largura de aproximadamente de 40 mm. O referido autor também afirma que a zona de processo de fratura inicia-se à a partir de 68% da carga máxima.

Chen e Liu (2007) e Ohno e Ohtsu (2010) avaliaram a influência do diâmetro máximo do agregado na ZPF utilizando a emissão acústica. Ambos confirmaram que a zona de processo de fratura aumenta com o tamanho do agregado e que a razão entre o tamanho do corpo de prova com o tamanho do diâmetro máximo do agregado pode ser associado à largura dos sinais de EA.

Ohno et al. (2014), dando continuidade ao trabalho anterior, avaliaram a influência do diâmetro máximo do agregado e do fator água/cimento na energia de fratura e na largura da ZPF. Neste trabalho eles observaram que a energia de fratura aumenta à medida que o fator água/cimento é reduzido, sendo independente do tamanho do agregado. Em relação à largura da ZPF eles observaram que o número de eventos ocorrem mais próximos a ponta da trinca, dentro de uma faixa de área de atuação dos sinais do EA. A Fig. 3.6 apresenta a relação entre a posição dos sinais de EA e a intensidade destes sinais, para um concreto confeccionado com agregado graúdo de 20 mm e fator água/cimento de 0,3.

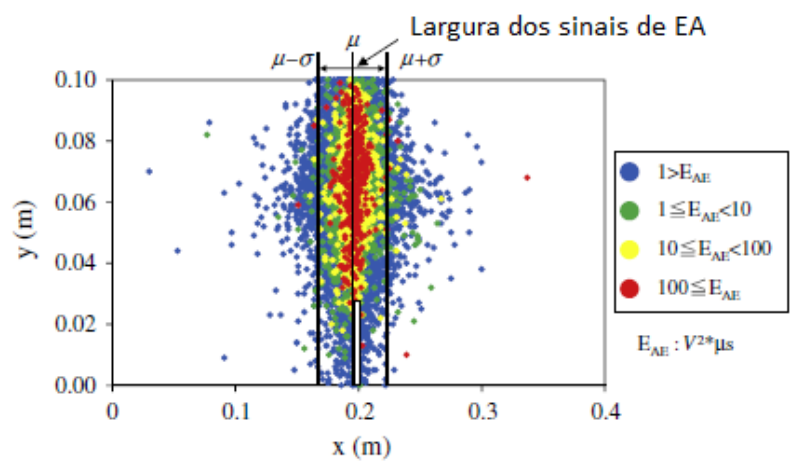


Figura 3.6: Relação entre a posição dos sinais de EA e a intensidade destes sinais (Ohno et al. (2014) - modificado)

Capítulo 4

Materiais e Métodos

*“A cabeça pensa a partir
de onde os pés pisam.”*

(Adágio Popular)

Os estudos experimentais para analisar a influência das mudanças da microestrutura do concreto em sua resposta estrutural em diferentes níveis de escala foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (LAEES - UFMG). Esses estudos seguiram os procedimentos experimentais descritos neste capítulo.

4.1 Variáveis de Interesse

Bazant e Becq-Giraudon (2002), Ince (2004) e outros tantos pesquisadores demonstraram por meio de estudos experimentais que os parâmetros de fratura do concreto são particularmente influenciados por quatro variáveis, sendo elas: resistência à compressão (f_c), tamanho máximo dos agregados (ϕ_{max}), relação água-cimento (a/c) e tipo de agregados. No entanto, observa-se frequentemente que outras variáveis, como o tipo de cimento e as condições de cura, também podem influenciar tais parâmetros.

Em relação às primeiras variáveis, é de conhecimento que existe uma forte correlação entre f_c e a/c , de modo que a resistência à compressão aumenta com a redução do fator água/cimento. Além disso, estudos experimentais indicam que a/c e ϕ_{max}

também afetam a estrutura interna do concreto. O volume total de vazios em um dado volume de concreto, aumenta à medida que o fator água/cimento é ampliado. Por outro lado, o volume total de vazios reduz à medida que o ϕ_{max} é aumentado, uma vez que a quantidade de pasta de cimento é reduzida.

Em função destes aspectos, esta tese propõe comparar 8 tipos de concreto variando as classes de resistência, o diâmetro máximo dos agregados graúdos e o módulo de finura dos agregados miúdos. As classes de resistência adotadas foram de 25 e 50 MPa. Agregados graúdos de 12,5 e 25,0 mm foram adotados. Para os agregados miúdos adotou-se módulos de finura de 2,2 e 2,6.

A Tab. 4.1 mostra os tipos de concretos produzidos, as variáveis de interesse e a nomenclatura adotada.

Tabela 4.1: Tipos de Concreto e sua nomenclatura

Variáveis de Interesse				
Tipos de Concreto	Nomenclatura	Resist. à Compressão Nominal(MPa)	ϕ_{max} (mm)	M.F.
1	C25d12F22	25	12,5	2,2
2	C25d12F26	25	12,5	2,6
3	C25d25F22	25	25,0	2,2
4	C25d25F26	25	25,0	2,6
5	C50d12F22	50	12,5	2,2
6	C50d12F26	50	12,5	2,6
7	C50d25F22	50	25,0	2,2
8	C50d25F26	50	25,0	2,6

Na nomenclatura apresentada na Tab. 4.1 a primeira letra e os dois primeiros dígitos indicam a classe de resistência à compressão, de acordo com a resistência alvo de dosagem, podendo ser 25 ou 50 MPa. A letra seguinte "d" e os dois próximos

números (12 ou 25) correspondem ao diâmetro máximo do agregado graúdo de 12,5 ou 25,0 mm, respectivamente. A última letra juntamente com os dois últimos dígitos (22 ou 26) referem-se ao módulo de finura do agregado miúdo, sendo os mesmos 2,2 ou 2,6, respectivamente.

Para atingir as classes de resistência listadas acima, o tipo e forma dos agregados graúdos, tipo de cimento e tipo de agregados miúdos foram utilizadas como variáveis de controle.

Os concretos foram dosados por meio do método da ABCP, utilizando como parâmetro de controle a relação água/cimento. Para os concretos com resistência nominal de 25 e 50 MPa adotou-se um fator a/c igual à 0,78 e 0,50, respectivamente. O "slump" desejado para todos os tipos de concreto foi de 60 a 80 mm. A quantidade de cimento foi definida a partir da resistência à compressão.

4.2 Caracterização dos Materiais

4.2.1 Especificação dos Materiais

Os materiais utilizados na produção dos concretos descritos acima foram: cimento CPV - ARI, areia natural de rio obtida na região de Esmeraldas/MG e brita de gnaisse.

A definição do uso do cimento CPV - ARI ocorreu em função da melhor homogeneidade deste produto. De acordo com as especificações da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), este tipo de cimento apresenta menores taxas de adição de modo que, mesmo para diferentes lotes o produto é muito similar. A opção pela escolha dos agregados miúdos oriundos de rio foi devido à facilidade de sua obtenção. E por último, a escolha dos agregados graúdos do tipo gnaisse ocorreu em função da sua maior resistência mecânica.

Seguindo as orientações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o cimento e os agregados adicionados aos concretos foram analisados por meio das

seguintes normas:

- i)** NBR NM 49 (2001) - Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas.
- ii)** NBR NM 51 (2001) - Agregado graúdo - Ensaio de Abrasão - Los Angeles.
- iii)** NBR NM 52 (2009) - Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente.
- iv)** NBR NM 53 (2009) - Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.
- v)** NBR NM 66 (1998) - Agregados - Constituintes mineralógicos dos agregados naturais - Terminologia.
- vi)** NBR NM 248 (2003) - Agregados - Determinação da composição Granulométrica.
- vii)** NBR NM 7211 (2009) - Agregados para concreto - Especificação.
- viii)** NBR NM 9938 (1987) - Agregados - Determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos - Método de ensaio.
- ix)** NBR NM 7809 (2006) - Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de Ensaio.

As Figs. 4.1 e 4.2 e as Figs 4.3 e 4.4 permitem visualizar a composição dos agregados graúdos e miúdos, respectivamente. Na sequência, as Figs. 4.5 e 4.6 e as Figs. 4.7 e 4.8 mostram as respectivas curvas granulométricas.

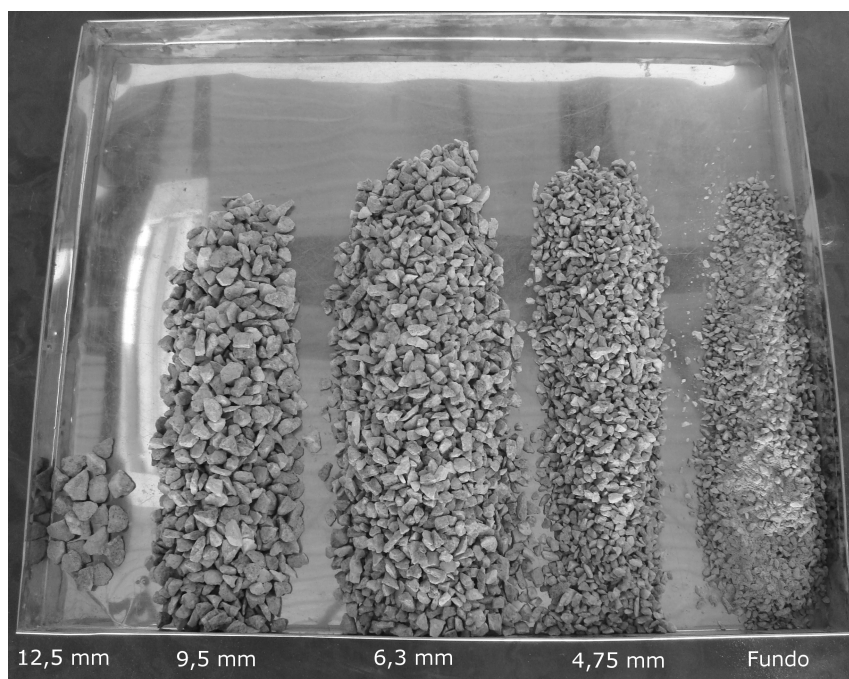


Figura 4.1: Distribuição Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 12,5$ mm



Figura 4.2: Distribuição Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 25,0$ mm

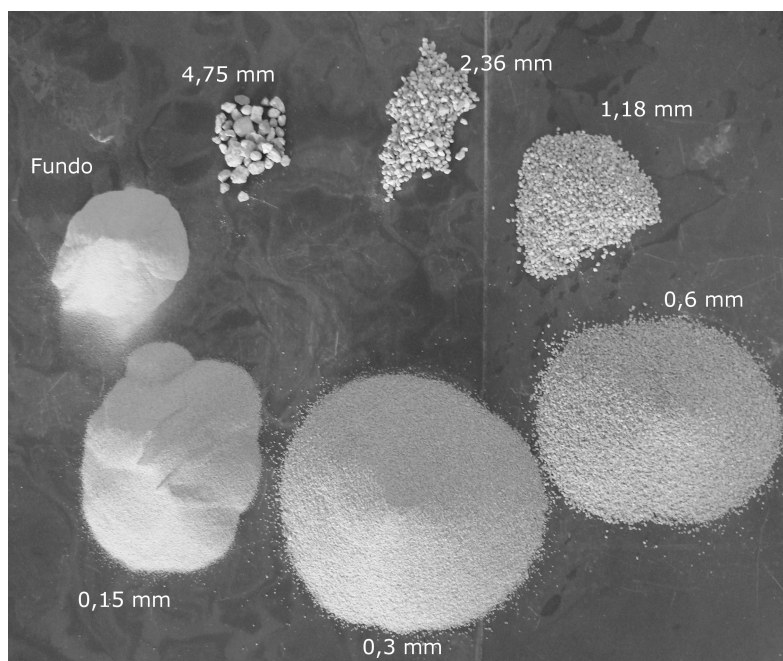


Figura 4.3: Distribuição Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,2 mm

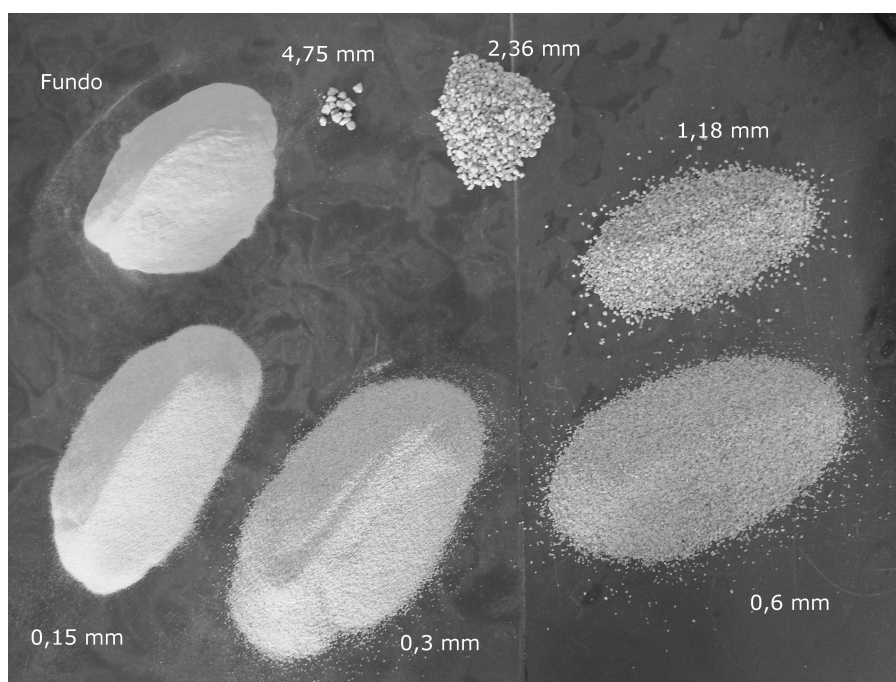


Figura 4.4: Distribuição Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,6 mm

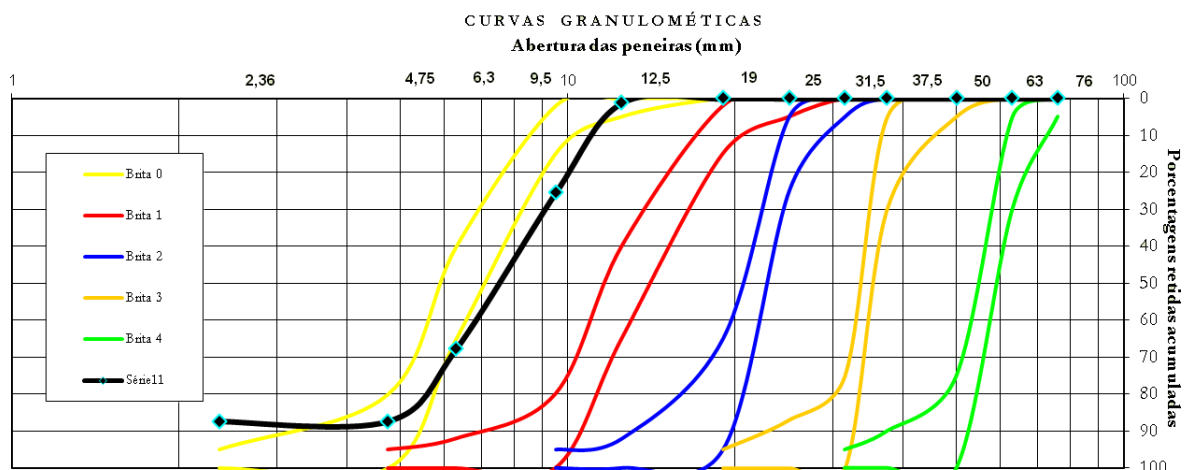


Figura 4.5: Curva Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 12,5$ mm

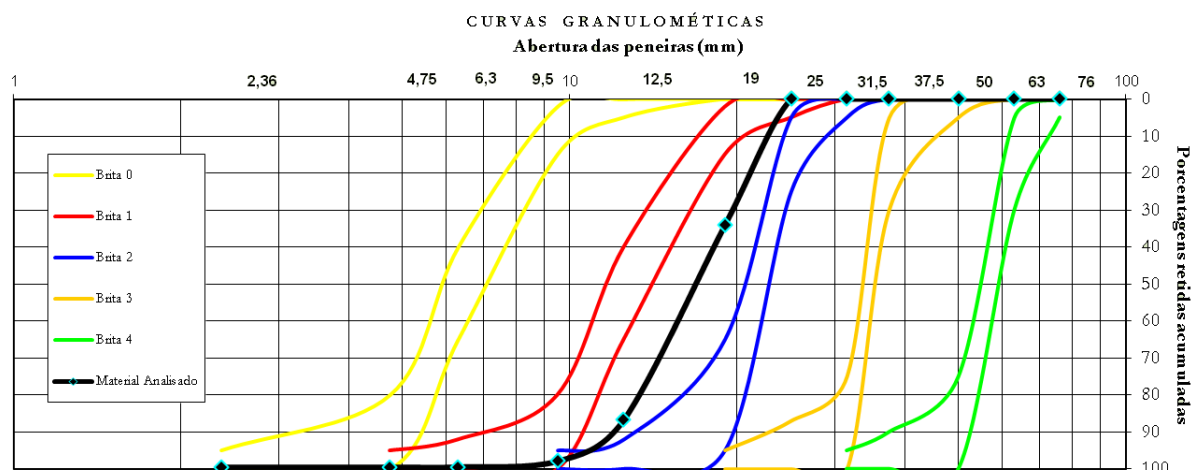


Figura 4.6: Curva Granulométrica - Agregado Graúdo - $\phi_{max} = 25,0$ mm

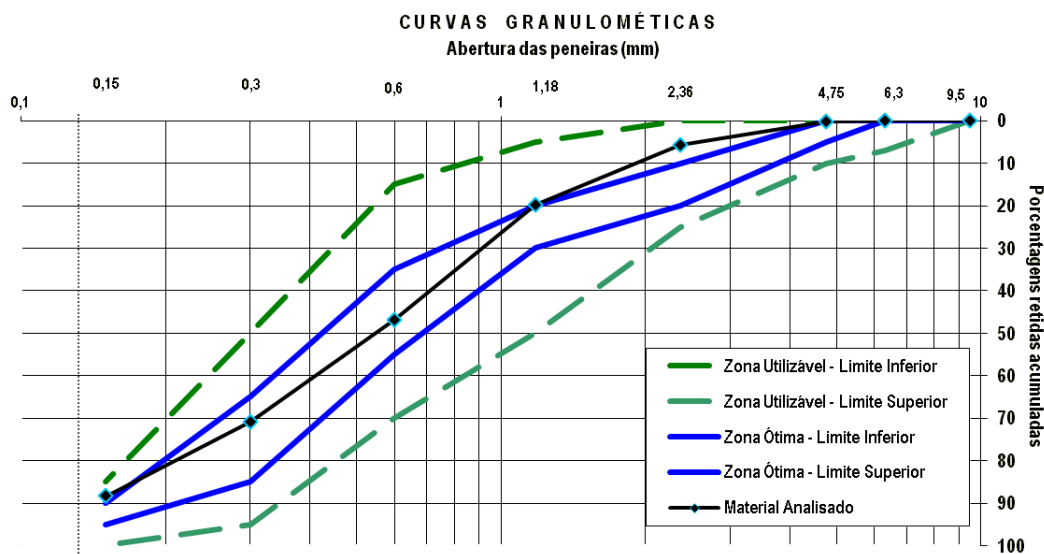


Figura 4.7: Curva Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,2 mm

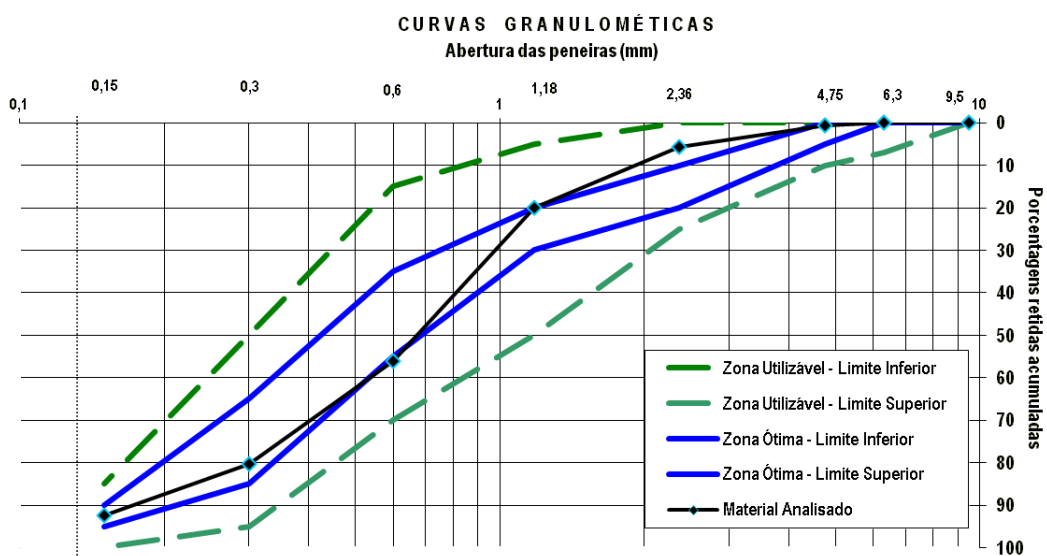


Figura 4.8: Curva Granulométrica - Agregado Miúdo - M.F = 2,6 mm

As Figs. 4.9 e 4.10 apresentam as imagens de mais dois ensaios realizados com os agregados miúdos (material Pulverulento e Massa Específica)

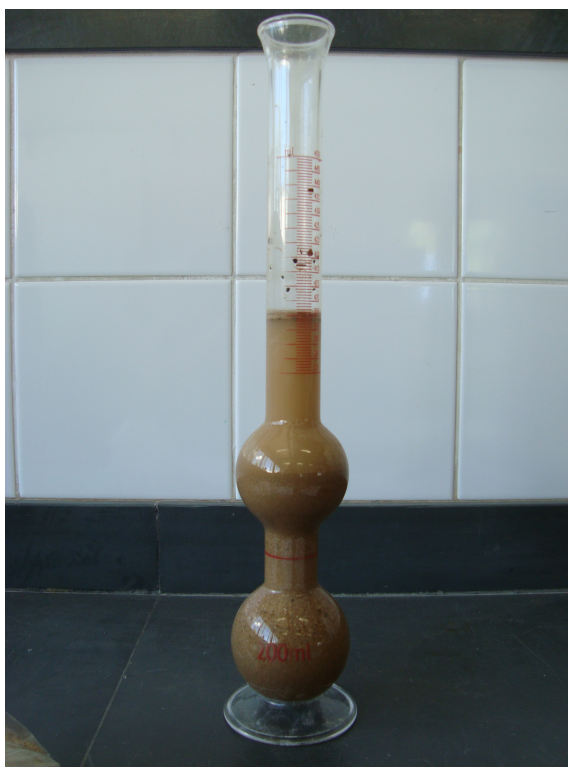


Figura 4.9: Material Pulverulento - NBR NM 49 (2001)



Figura 4.10: Massa Específica - NBR NM 52 (2009)

4.3 Processo de Concretagem

Para a execução da concretagem foram confeccionadas fôrmas utilizando uma placa de aço posicionada no plano horizontal, e perfis metálicos de aço. A chapa

horizontal foi usada como base para a face lateral das vigas e os perfis limitavam a altura e a largura. As fôrmas possuíam as medidas definidas para as vigas, conforme apresentado no item 4.4.1. Também foram utilizadas fôrmas cilíndricas, com as medidas especificadas no item 4.4.2.

A Fig. 4.11 apresenta as fôrmas utilizadas.



Figura 4.11: Fôrmas metálicas

As concretagens foram realizadas utilizando uma betoneira com capacidade de 320 litros (Fig. 4.12), tendo sido realizada oito concretagens durante o desenvolvimento da tese. Cada concretagem foi realizada em um intervalo de tempo de aproximadamente 7 dias, para que houvesse prazo suficiente para a desfôrma e preparação para a seguinte. Em função da concretagem em situações climáticas distintas, o processo foi padronizado para tentar garantir a uniformidade dos corpos de prova.



Figura 4.12: Betoneira - 320 Litros

Todos os materiais utilizados no processo foram pesados e armazenados no laboratório (LAEES), sendo retirados somente no dia da concretagem. Após o lançamento dos materiais na betoneira e homogeneização da mistura, foram realizados ensaios para avaliação do abatimento do tronco de cone (Fig. 4.13). Estes testes foram utilizados como mecanismos de controle da uniformidade e da qualidade dos concretos durante a fase de concretagem.



Figura 4.13: Abatimento do Tronco de Cone

A concretagem das peças também ocorreu no LAEES, logo após a retirada do concreto da betoneira, sendo realizada por meio de camadas. À cada camada de concreto era executada vibração mecânica utilizando um vibrador de agulha de 5 cm de espessura e 30 cm de comprimento. As peças de menor dimensão foram confeccionadas utilizando a mesa vibratória para que não houvesse segregação em função do vibrador. A Fig. 4.14 ilustra o processo descrito acima.



Figura 4.14: Concretagem e vibração dos corpo de prova: (a) Retirada do concreto; (b) Vibração Mecânica das Vigas; (c) Mesa Vibratória; (d) Corpos de prova concretados

A cura dos corpos de prova ocorreu inicialmente com a cobertura deles com sacos de linhaças umedecidos ao longo das primeiras 24 horas. Após esse período, os corpos de prova foram desmoldados e imersos em água (Fig. 4.15), ficando neste estado por um período de 45 dias em função da logística de armazenamento.

Após este prazo, os corpos de prova foram armazenados no laboratório até a data de preparação e realização dos ensaios, conforme mostrado na Fig. 4.16.



Figura 4.15: Cura dos Corpos de Prova

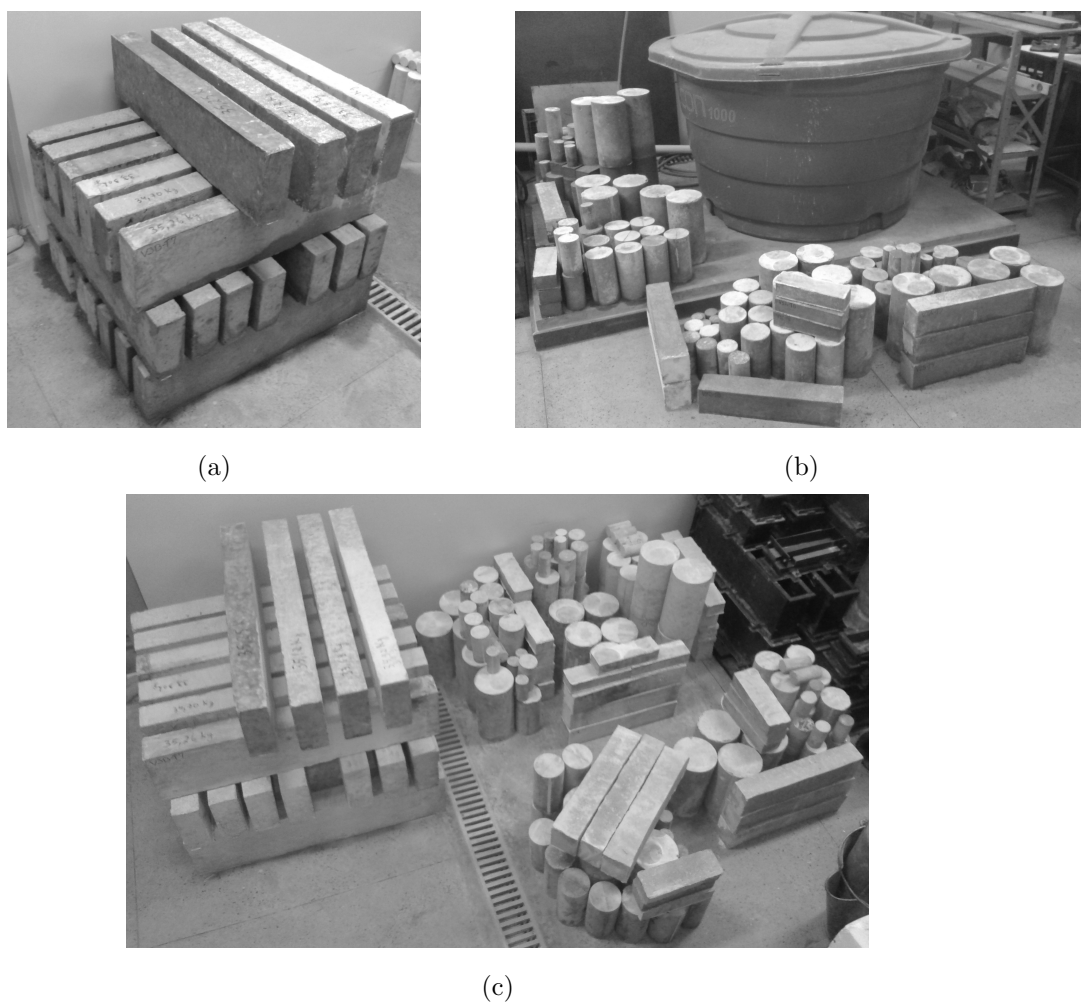


Figura 4.16: Armazenamento dos Corpos de Prova

4.4 Corpos de Prova

Visando os objetivos da tese foram confeccionados vigas e corpos de prova cilíndricos. As vigas foram utilizadas para determinação de parâmetros de fratura e os cilindros foram utilizados para obtenção da resistência à compressão, à tração e do módulo de elasticidade dos concretos. Em todas as determinações experimentais de parâmetros mecânicos do concreto, buscava-se avaliar o efeito de escala, ou seja, verificar se ocorria ou não influência do tamanho nos parâmetros mecânicos estudados.

4.4.1 Vigas

Com o intuito de obter relações tensão-deformação à tração e parâmetros de fratura do concreto, optou-se por realizar ensaios em vigas submetidas à flexão em três pontos. Estes ensaios garantem uma menor interferência das condições de contorno nos resultados conforme relatado por Shah et al. (1995), uma vez que a carga é aplicada por meio de rótulas, gerando o mínimo de atrito possível.

Para a execução deste ensaio, vigas com semelhança geométrica foram confeccionadas seguindo o modelo proposto por Bazant e Kazemi (1990). Assim, a largura das seções transversais das vigas, B , foi mantida constante e a relação entre vão e altura da seção transversal (S/D) foi mantida constante, de modo a manter a similitude entre os diversos tamanhos usados. (Fig. 4.17).

Para a definição dos tamanhos e quantidade de peças adotou-se a especificação TC 89-FMT. Segundo esta especificação, deve-se ensaiar no mínimo três exemplares de cada tamanho de viga, com dimensões semelhantes, que devem ter as alturas definidas a partir da dimensão máxima do agregado. Também segundo esta especificação, as vigas menores a serem ensaiadas, devem ter uma altura da seção transversal inferior a 5 vezes a dimensão máxima do agregado e as maiores devem possuir altura superior a 10 vezes esta dimensão. Ainda segundo a TC 89-FMT, a

razão entre a altura do maior exemplar e a altura do menor deveria ser no mínimo igual a 4. Preferencialmente, as relações entre a altura da viga e a dimensão máxima do agregado devem ser tão abrangentes quanto possível, para garantir uma melhor precisão nos resultados. Os valores mais indicados para esta razão são: 3, 6, 12 e 24, porém, podem ser escolhidas razões como: 4, 8 e 16, usualmente aceitáveis.

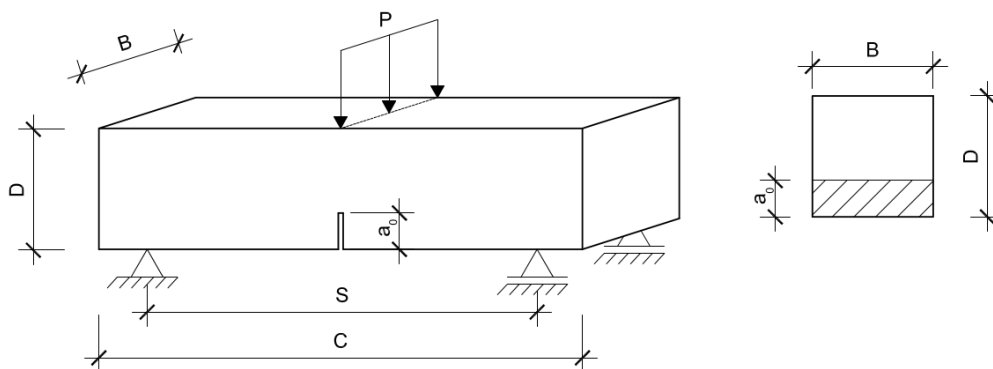


Figura 4.17: Vigas - Medidas para a similitude

Outra orientação da especificação TC 89-FMT é que todos os exemplares devem ter relação entre o vão livre e a altura da seção transversal, de no mínimo 2,5 e a razão entre a profundidade do entalhe e a altura da viga deve variar entre 0,15 a 0,5. A espessura do entalhe deve ser tão pequena quanto possível, não devendo exceder 0,5 vezes a dimensão máxima do agregado. A distância da extremidade da viga até o suporte deve ser ajustada para garantir que não ocorram concentrações de tensões, evitando-se a ocorrência de trincas na região dos apoios.

Seguindo as especificações supracitadas, foram definidas as quantidades de exemplares e as dimensões das vigas conforme apresentado na Tab. 4.2.

Foram produzidos 73 exemplares (8 tipos de concreto x 3 tamanhos x 3 exemplares = 72 + 1 tipo de concreto x 1 tamanho x 1 exemplar = 73), perfazendo um total de $3,87 m^3$ de concreto. Uma viga V4 foi confeccionada, no entanto foi inviável realizar ensaios com peças deste tamanho no LAEES, não sendo produzidas outras peças com essas dimensões.

Tabela 4.2: Dimensões nominais das vigas - unidades em mm e nomenclatura

Tamanho Nominal	Nomenclatura	B	D	S	C	a_0
Viga de tamanho 1	V1	80	50	200	260	20
Viga de tamanho 2	V2	80	100	400	460	40
Viga de tamanho 3	V3	80	200	800	860	80
Viga de tamanho 4	V4	80	400	1600	1700	160

A Fig. 4.18 apresenta as vigas confeccionadas relativas ao concreto C25d12F22, mostrando a proporção entre cada tamanho. O quarto tamanho somente foi feito para o primeiro tipo de concreto, mas não foi executado ensaios com essa peça.



Figura 4.18: Proporção entre vigas de concreto

Buscando induzir o caminho da trinca e seguindo as especificações da TC 89-FMT, foram realizados testes preliminares para definir o tamanho do entalhe mais adequado para garantir a obtenção das curvas Carga versus Deslocamento Vertical. Quatro peças iguais foram ensaiadas variando o entalhe em 0,2; 0,3; 0,4 e 0,5 vezes a altura da viga. A partir destes ensaios observou-se que a melhor proporção comum, aos três tamanhos de vigas confeccionadas, era a de 0,4, ou 40% da altura.

Com essa definição, optou-se por adotar a metodologia utilizada por Guetti (2006), segundo a qual executou-se o entalhe por meio de corte úmido utilizando disco adiantado de 2 mm de espessura. A Fig. 4.19 mostra a execução dos

entalhes nas vigas.



(a) Disco Adiamantado - 2mm de espessura



(b) Execução do entalhe nas vigas

Figura 4.19: Metodologia de corte nas vigas

Para identificação das vigas foi adotada uma nomenclatura comum que possui cinco caracteres com os seguintes significados:

Nomenclatura: Vij-Tk

V = Viga;

i = número que varia entre 1 e 3 representando o tamanho da viga;

j = letra que varia entre a e c representando o exemplar do corpo de prova de mesmo tamanho;

T = Tipo de concreto;

k = número que varia entre 1 e 8 representando o número de tipos de concreto.

Essa identificação foi realizada nas vigas logo após a desfôrma das peças.

Neste texto, para facilidade de identificação, os dois últimos caracteres foram substituídos pela nomenclatura apresentada na Tab. 4.1. Assim, a viga de tamanho 1 do tipo de concreto 1 que aparece nas imagens com o texto V1A-T1 passará a ser referida no texto como V1A-C25d12F22 (Fig. 4.20).

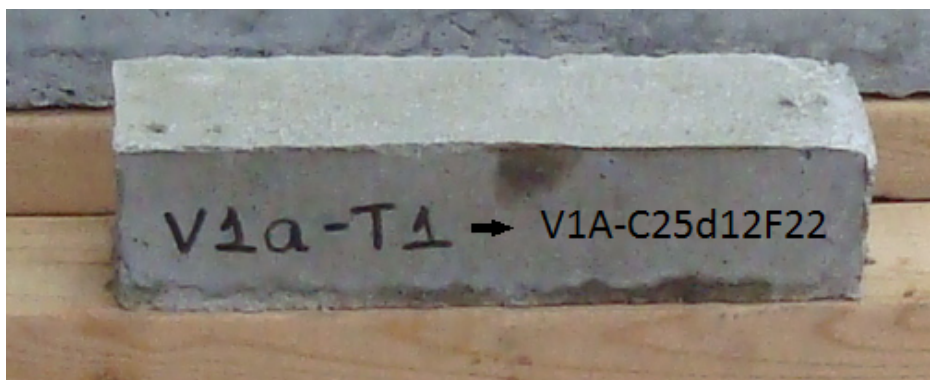


Figura 4.20: Nomenclatura das Vigas

4.4.2 Corpos de Prova Cilíndricos

Para determinação das propriedades mecânicas do concreto (resistência à tração e à compressão e módulo de elasticidade) e avaliação destas propriedades levando em consideração o efeito de escala foram confeccionados corpos de prova cilíndricos com diâmetros e comprimentos variados.

Seguindo as especificações das normas brasileiras, utilizou-se o corpo de prova de diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm como referência para a determinação das dimensões dos demais corpos de prova. Para garantir a semelhança geométrica, utilizou-se a área da seção transversal como parâmetro de similitude. Assim, foram confeccionadas peças com diâmetro de 50 mm, 70,71 mm e 141,42 mm e alturas de 100 mm, 141,42 mm e 282,84 mm respectivamente. Para cada tamanho de corpo de prova foram confeccionados 9 exemplares. A Tab. 4.3 apresenta as dimensões dos corpos de prova e a Fig. 4.21 mostra os corpos de prova relativos ao concreto C25d12F26, demonstrando a proporção entre cada tamanho.

Tabela 4.3: Dimensões nominais dos corpos de prova cilíndricos e nomenclatura

Tamanho Nominal	Nomenclatura	Diâmetro mm	Altura mm	Área da seção transversal mm^2
Corpo de prova de tamanho 1	CP 1	50,00	100	1963,5
Corpo de prova de tamanho 2	CP 2	70,71	141,4	3926,9
Corpo de prova de tamanho 3	CP 3	100,0	200	7853,9
Corpo de prova de tamanho 4	CP 4	141,4	282,8	15703,2



Figura 4.21: Proporção entre os Corpos de prova cilíndrico

Em função do número de corpos de prova cilíndricos, foi adotada uma nomenclatura comum que possui seis caracteres com os seguintes significados:

Nomenclatura: CPij-Tk

CP = Corpo de Prova Cilíndrico;

i = número que varia entre 1 e 4 representando o tamanho/diâmetro do corpo de prova, conforme Tab. 4.21;

j = letra que varia entre a e k representando exemplar do corpo de prova de mesmo tamanho;

T = Tipo de concreto;

k = número que varia entre 1 e 8 representando o número de tipos de concreto.

Essa identificação foi realizada nos corpos de prova logo após a desfôrma das peças.

Neste texto, para facilidade de identificação, os dois últimos caracteres foram substituídos pela nomenclatura apresentada na Tab. 4.1. Assim, o corpo de prova de tamanho 1 do tipo de concreto 1 que aparece nas imagens com o texto CP1A-T1 passará a ser referida no texto como CP1A-C25d12F22 (Fig. 4.22).



Figura 4.22: Nomenclatura dos Corpos de Prova

Esses corpos de prova, antes de serem utilizados nos ensaios de compressão axial, passaram por um processo de nivelamento da superfície a base de enxofre, garantindo que as mesmas estivessem planas, perpendiculares ao eixo do cilindro e paralelas entre si. Nos ensaios de compressão diametral, visando à determinação da resistência à tração, ripas de madeira foram ajustadas aos CPs para distribuição uniforme de carga ao longo de geratrizes do cilindro, diametralmente opostas. A Fig. 4.23 mostra alguns corpos de prova preparados para os ensaios citados.



(a) Capeamento dos corpos de prova



(b) Ripas acopladas nos Corpos de Prova

Figura 4.23: Nivelamento dos corpos de prova cilíndricos

4.5 Ensaios de Caracterização do Concreto

Apresenta-se na sequência os ensaios que foram realizados nos corpos de prova cilíndrico para a caracterização mecânica e determinação das leis tensão x deformação para os concretos produzidos.

4.5.1 Compressão Uniaxial

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado observando-se as recomendações da NBR 5739 (2007) para a determinação da resistência à compressão. Os corpos de prova foram ensaiados na máquina servo-hidráulica EMIC PC200, com uma velocidade constante de 0,45 MPa/s. A Fig. 4.24 apresenta a imagem do ensaio realizado.



Figura 4.24: Ensaio de Compressão Uniaxial

Durante o ensaio, a correlação de imagem digital foi utilizada com o intuito de mapear os deslocamentos em alguns pontos do corpo de prova.

4.5.2 Módulo de Elasticidade

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado observando-se as recomendações da NBR 8522 (2008) para obtenção do módulo de elasticidade. Os corpos de prova

foram ensaiados na máquina servo-hidráulica EMIC PC200 e, para a medição dos deslocamentos longitudinais, foram utilizados *clip gauges*, instalados nas duas laterais dos corpos de prova. Os *clip gauges* utilizados têm base de medida de 100 mm e sensibilidade de 0,001 mm. De acordo com a normatização, para este ensaio considerar-se-á o trecho elástico no intervalo da curva tensão-deformação limitado entre 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura obtida no ensaio de compressão uniaxial (Fig. 4.24).

O extensômetro mecânico (Fig. 4.25) apresentado é relativamente simples de ser utilizado, no entanto ele apresenta a desvantagem de exigir a remoção antes do colapso da peça para que não haja comprometimento do mecanismo. A sua retirada precipitada pode levar a perda de dados, além de que os *clip gauges* têm seu uso limitado à corpos-de-prova de tamanho específico devido ao seu tamanho fixo.



Figura 4.25: Ensaio de Módulo de Elasticidade

Neste contexto, nas últimas décadas, novas tecnologias, como a emissão acústica (Huang et al. (1998) e M.Korenska et al. (2010)) e a correlação de imagem digital - DIC - (Chu et al. (1985), Sutton et al. (1986), Bruck et al. (1989), Luo et al. (1993), Y.H.Huang et al. (2005) e G.Vendroux e W.G.Knauss (1998)) têm sido utilizadas

para aferir parâmetros mecânicos do concreto, inclusive o módulo de elasticidade.

Nesta tese buscou-se explorar o uso do DIC para aferição das medidas de deformação do concreto, comparando com o método tradicional de aferição, baseado em extensômetro mecânico (*Glip Gauge*). Para tanto, foi proposta a utilização de um microscópio USB 800x, juntamente com um software específico. Este conjunto proposto (microscópio e Software) foi utilizado como medidor de deformação. A partir do diagrama $\sigma \times \epsilon$ determinou-se o módulo de elasticidade do concreto, conforme publicado em Santos et al. (2015b).

A Fig. 4.26 mostra um esquema do sistema proposto e a Fig. 4.27 mostra a configuração real do experimento, com o extensômetro mecânico (*Glip Gauge*) instalado.

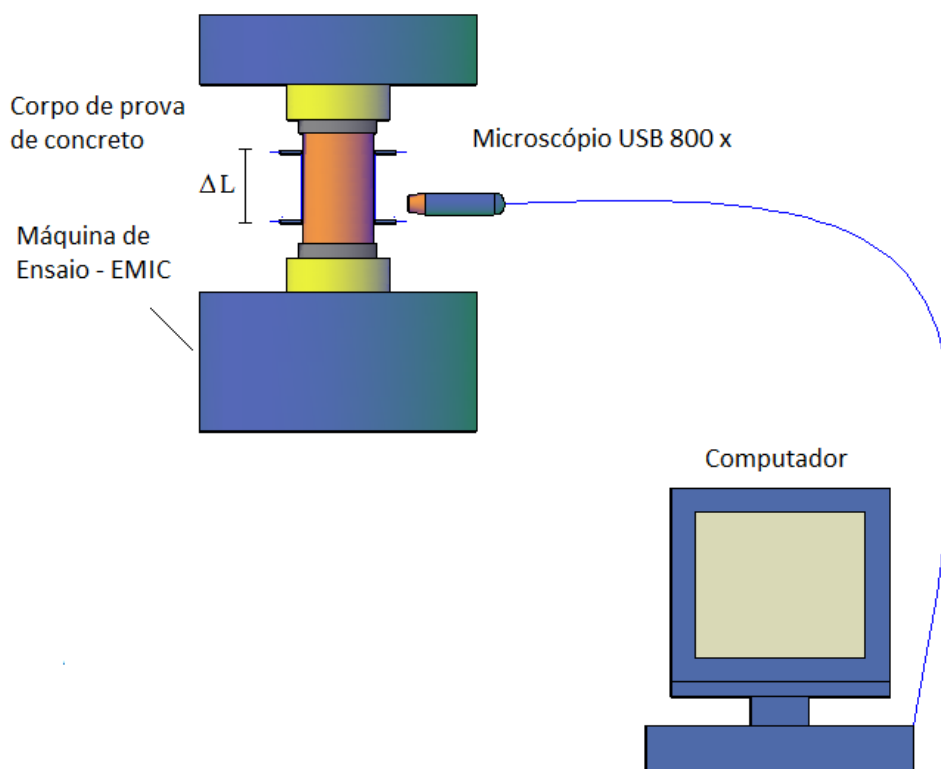


Figura 4.26: Sistema de Captação de Imagens Digitais



Figura 4.27: Configuração real do experimento usando a máquina servo-hidráulica EMIC, Modelo PC 200 e o microscópio USB 800x. O exemplar também está com o *Clip Gauge* afixado.

Para avaliar a variação do módulo de elasticidade com a alteração do tamanho do corpo de prova foram realizados ensaios de excitação por impulso (acústicos). Esses ensaios seguiram as especificações da ASTM E1876-09, uma vez que não existe norma nacional específica para este ensaio. De acordo com o método de estímulo por impulso, as frequências naturais de vibração do concreto são obtidas a partir da resposta acústica provocada pelo impacto de um pulsador no corpo de prova e em função da sua massa e dimensões. A Fig. 4.28 apresenta o esquema de funcionamento dos ensaios de excitação por impulso.

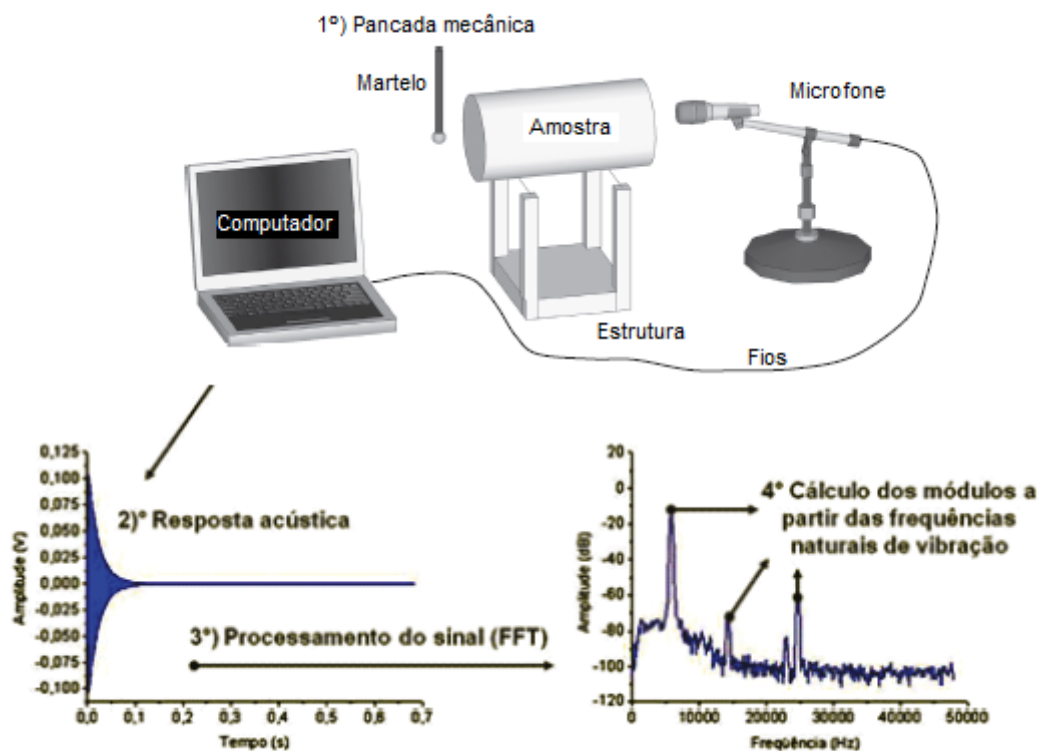


Figura 4.28: Princípio de funcionamento do Sonelastic (Diógenes et al. (2011) e Haach et al. (2013) - Adaptado)

A partir deste ensaio podem ser obtidas duas frequências naturais em função do modo de excitação do impulso: a frequência longitudinal (quando o impulso é aplicado em uma extremidade e captado na outra) e a frequência flexional (quando o impulso e a captação ocorrem no centro do corpo de prova), sendo que o módulo obtido por essa última frequência é maior que com a primeira.

Com estas frequências (longitudinal e flexional) e com as Eqs. 4.1, 4.2 (longitudinal) e as Eqs. 4.3, 4.4 (flexional) é possível determinar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto, para os dois estados de excitação.

$$E_d = 16 \cdot M \cdot f_1^2 \cdot \left(\frac{L}{\pi \cdot d^2 \cdot K} \right), \quad (4.1)$$

$$K = 1 - \left(\frac{\pi^2 \cdot \mu^2 \cdot d^2}{8 \cdot L^2} \right), \quad (4.2)$$

$$E_d = 1,6067 \cdot \left(\frac{L^3}{d^4}\right) \cdot m f_f^2 \cdot T_1', \quad (4.3)$$

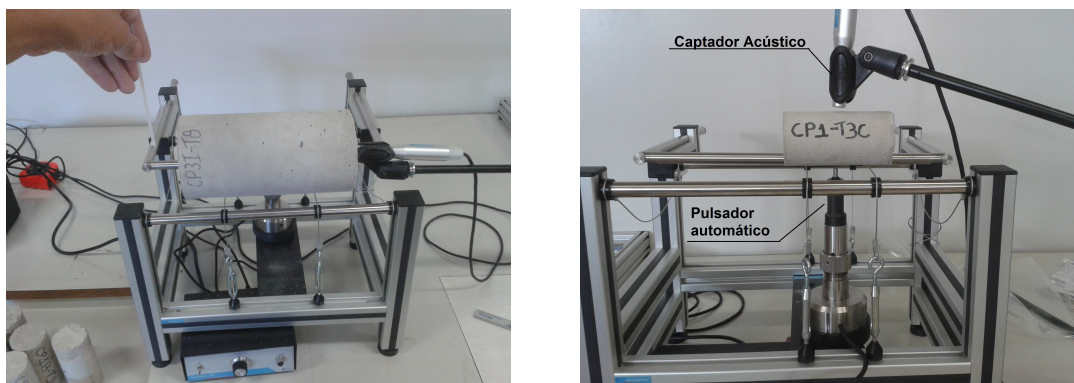
$$T_1' = 1 + 4,939(1 + 0,0752 \cdot \mu + 0,8109 \cdot \mu^2) \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^2 - 0,4883 \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^4 \quad (4.4)$$

$$- \left[\frac{4,691 \cdot (1 - 0,2023 \cdot \mu + 2,173 \cdot \mu^2) \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^4}{1 + 4,754 \cdot (1 + 0,1408 \cdot \mu + 1,536 \cdot \mu^2) \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^2} \right]$$

Nas equações 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, d é o diâmetro do corpo de prova em mm, L é o comprimento do corpo de prova em mm, M é a massa do corpo de prova em g, f_f é a frequência de ressonância fundamental flexional em Hertz, f_l é a frequência de ressonância fundamental longitudinal em Hertz, μ é o coeficiente de Poisson estimado do concreto e T_1' é o fator de correção para o modo fundamental flexional, que depende do coeficiente de Poisson μ e da geometria do corpo de prova.

Para a realização dos ensaios dinâmicos desse trabalho, foi utilizado o sistema de aquisição Sonelastic, respeitando as recomendações da norma ASTM C215.

A principal particularidade desse equipamento é o fato da resposta acústica do corpo de prova ser capturada pelo emprego de um microfone, ao invés de utilizar um acelerômetro fixado a ele, como é o caso da maioria dos sistemas de aquisição convencionais para ensaios não destrutivos, sejam eles estáticos ou dinâmicos. Essa característica de não demandar a fixação de sensores, facilita bastante a montagem do aparato de ensaio. Além disso, o Sonelastic não demanda hardwares adicionais, uma vez que são utilizadas as placas de áudio já disponíveis nos computadores atuais. A Fig. 4.29 mostra a configuração do ensaio para o pulso longitudinal (a) e para o pulso flexional (b) em dois corpos de prova de tamanho distintos.



(a) Frequência Longitudinal

(b) Frequência Flexional

Figura 4.29: Ensaio de excitação por impulso acústico

4.5.3 Resistência à Tração

O ensaio de compressão diametral foi utilizado para obter de modo indireto a resistência à tração do concreto. Adotando-se como referência as recomendações prescritas na ABNT NBR 7222:2011, os corpos de prova foram ensaiados em uma máquina servo-hidráulica da marca EMIC - PC 200, controlada por meio de um computador, com capacidade de carga de 200 kN e com taxa de aplicação de 0,05 MPa/s, compatível com as dimensões dos corpos de prova. Os valores da resistência à tração foram obtidos pela Eq. 4.5 e posteriormente multiplicado pelo fator de 0,9 conforme recomendação da NBR 6118 (2007).

$$f'_t = \frac{2P}{\pi DL}, \quad (4.5)$$

onde, P é carga máxima, L é comprimento do corpo-de-prova, f'_t é a resistência à tração e D é o diâmetro do corpo-de-prova

A Fig. 4.30 ilustra a montagem do ensaio.



Figura 4.30: Ensaio de Compressão Diametral

Do mesmo modo que foi realizado para os demais ensaios supracitados, utilizou-se a correlação de imagem digital para monitorar o campo de deslocamento e consequentemente a propagação da trinca no ensaio de compressão diametral. Para corpos de prova com diâmetros de 50 mm foi possível filmar toda a extensão da peça, para os demais diâmetros foi monitorada a parte central do corpo de prova. A Fig. 4.31 apresenta como o ensaio foi executado.



Figura 4.31: Uso do DIC para o ensaio de compressão diametral

4.6 Flexão em Três Pontos

Concretos convencionais, ao serem submetidos a ensaios de flexão em três pontos, tendo a viga um entalhe no meio do vão, irão apresentar uma deformação localizada no plano que contém o entalhe de modo que, a dissipação de energia que ocorre nesta situação pode ser considerada predominantemente planar (Hu e Wittmann (1992)). Seguindo este princípio, Guinea et al. (1992) e Shah et al. (1995) afirmam que, desconsiderando a parcela de energia que inevitavelmente é dissipada nos pontos de contato do corpo de prova com os apoios e na região de aplicação de carga centrada, toda a energia absorvida durante a realização do ensaio pode ser diretamente atribuída à fratura ao longo do plano do entalhe. Deste modo, vigas com entalhe no meio do vão possibilitam a avaliação de propriedades relacionadas à capacidade do concreto de dissipar energia.

Para a realização do ensaio de flexão em três pontos, os dados dos ensaios de compressão axial e de módulo de elasticidade, juntamente com as medidas (peso, tamanho do entalhe, altura, largura e espessura efetivos) dos corpos de prova, foram usados para estimar a carga máxima e a flecha equivalente.

O controle do ensaio foi realizado por meio do deslocamento da cabeça do atuador, tendo em vista que o equipamento somente permitia incrementos de carga ou de deslocamento vertical, não permitindo o controle do deslocamento da abertura do entalhe. A taxa de aplicação deste deslocamento foi reduzida ao máximo para permitir a captura dos deslocamentos das faces da viga, principalmente no regime pós-pico de carga.

Transdutores de Deslocamentos (DTs) foram instalados na face superior das vigas para validação dos dados obtidos pela correlação de imagem digital.

Transdutores acústicos foram instalados nas laterais das vigas ao longo da altura para monitorar a energia dissipada na propagação da trinca.

A Fig. 4.32 ilustra a instrumentação de uma viga para a realização do ensaio de flexão em três pontos.

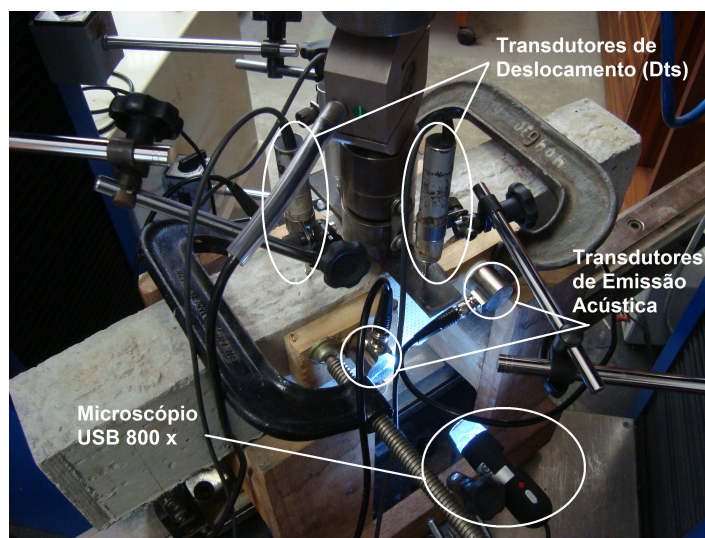


Figura 4.32: Instrumentação das vigas

Como para os ensaios dos corpos de prova cilíndricos, durante a realização deste ensaio, a correlação de imagem digital foi utilizada para mapear os deslocamentos em diversos pontos da viga.

4.7 Equipamentos

4.7.0.1 Sistema de Aplicação de Carga

Para o desenvolvimento desta tese dois sistemas de aplicação de carga foram testados. O primeiro sistema testado foi um pórtico plano com atuador MTS 244.22 de 100 kN de capacidade de carga. A este atuador foi acoplada uma célula de carga de 50 kN para compatibilização dos resultados de carga e deslocamento no sistema de aquisição de dados (Fig. 4.33 (a)).

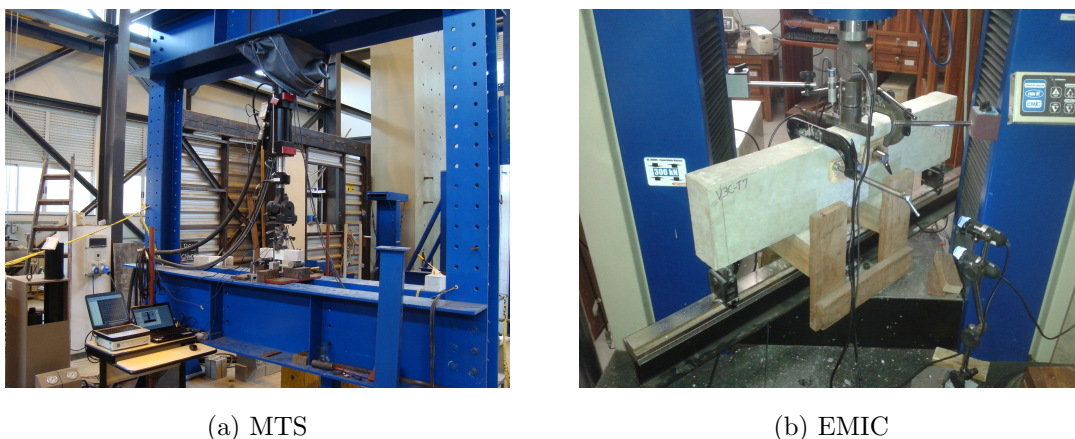


Figura 4.33: Sistemas de Aplicação de Carga

O segundo sistema testado foi a máquina servo-controlada EMIC modelo DL 30000. Neste equipamento também foi instalada uma célula de carga.(Fig. 4.33(b)).

Em ambos os equipamentos o controle do deslocamento ocorreu de modo automatizado, no entanto o primeiro, por ser controlado de modo hidráulico, apresentava uma maior instabilidade devido à variação de pressão no atuador. O segundo, por ser controlado mecanicamente, não apresentava esse problema.

Em função desta variação, todos os ensaios de flexão foram realizados na máquina servo-controlada EMIC modelo DL 300 kN. O controle de deslocamento das vigas foi induzido por um deslocamento vertical "v" imposto no meio do vão da viga a uma taxa de 0,009 mm/min ou 0,00015 mm/seg. Essa taxa estava no limite do erro da máquina e demonstrou ser adequada para garantir aumento gradual da abertura de fissuras, com uma diminuição constante da capacidade de carga da viga em regime pós carga máxima.

4.7.1 Transdutores de Deslocamentos, *Clip Gauge* e Célula de Carga

Para a captura dos deslocamentos verticais, foram instalados, na parte superior da viga, transdutores de deslocamentos com o intuito de validar os resultados obtidos

pela DIC (Fig. 4.34 (a)).

Na mesma montagem foi utilizada uma célula de carga em “S”, com capacidade de 5 toneladas, fabricada pela empresa LÍDER, conforme Fig. 4.34 (b). Tanto a célula de carga, quanto os DTs foram ligados ao sistema de aquisição de dados.

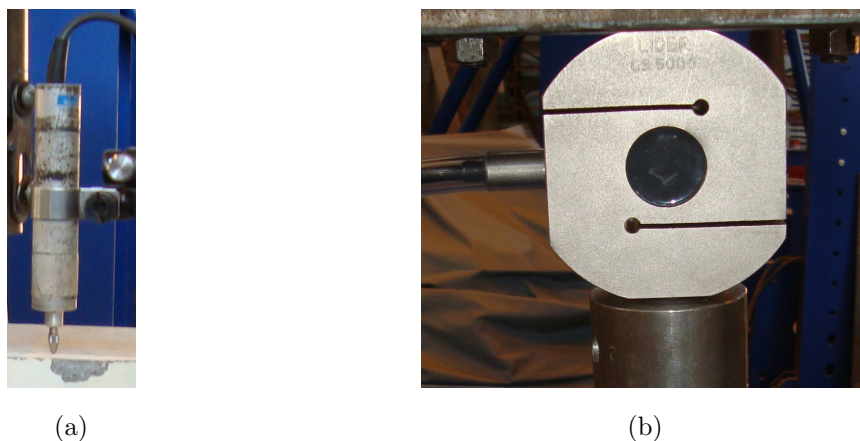


Figura 4.34: Transdutor de Deslocamento e Célula de Carga

4.7.2 Sistema de Aquisição de Dados

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o SPIDER 8 (Fig. 4.35) devido a sua boa estabilidade de sinal. Cinco canais foram utilizados para obtenção dos deslocamentos dos DTs (4 canais) e da carga aplicada (1 canal). A variável tempo foi armazenada, para compatibilização com os dados obtidos pela DIC.

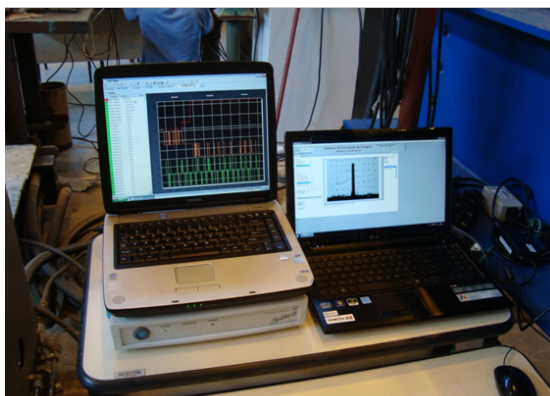


Figura 4.35: Sistema de Aquisição de Dados - SPIDER 8

4.8 Correlação de Imagem Digital

No programa experimental, imagens digitais dos corpos de prova carregados foram obtidas continuamente ao longo dos ensaios. Dois ou mais microscópios USB 800x foram utilizados para capturar as imagens em ambos os lados das vigas. A Fig. 4.36 apresenta a configuração esquemática do sistema proposto para monitoramento da propagação das fissuras no concreto. O microscópio digital USB 800x possui sensor de imagem de 2,0 Megapixels, com captura em resolução de vídeo de 1280 x 960. A taxa de captação das imagens é de 5 quadros por segundo gravados em formato de vídeo Avi e a iluminação é gerada por lâmpadas de led do próprio microscópio.

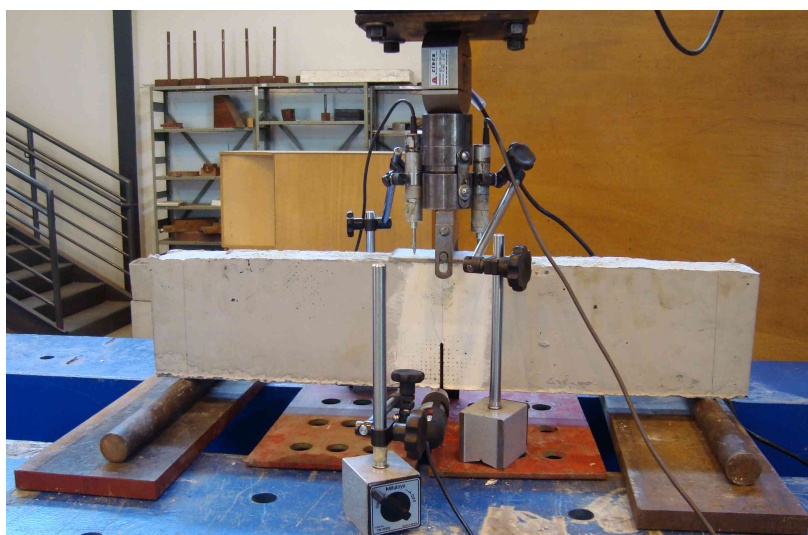


Figura 4.36: Procedimento experimental - Correlação de imagem digital

A resolução do sistema depende diretamente do contraste da superfície de análise que é função de sua textura. A textura da superfície a ser estudada pode ser melhorada por meio de uma fina rede de riscos ou por meio do lixamento da superfície e posterior pulverização de manchas brancas e pretas, gerando um gabarito com pontos uniformemente espaçados. É possível realizar o ensaio sem a preparação da superfície, no entanto a garantia da existência de pontos para monitoramento ficará muito dependente da aleatoriedade do meio. Deve-se enfatizar que a preparação da

superfície melhora a resolução dos deslocamentos cerca de 5 vezes conforme indicado por Shterenlikht et al. (2006).

Em função disso, todas as vigas foram preparadas antes do ensaio, após a realização do corte descrito na seção 4.4.1. Para gerar o contraste e o gabarito de referência, as vigas foram lixadas e posteriormente marcadas com um carimbo para definir uma grade de pontos com espaçamentos uniformes e fixos. A Fig. 4.37 mostra os pontos de marcação realizados nas vigas e nos corpos de prova cilíndricos.

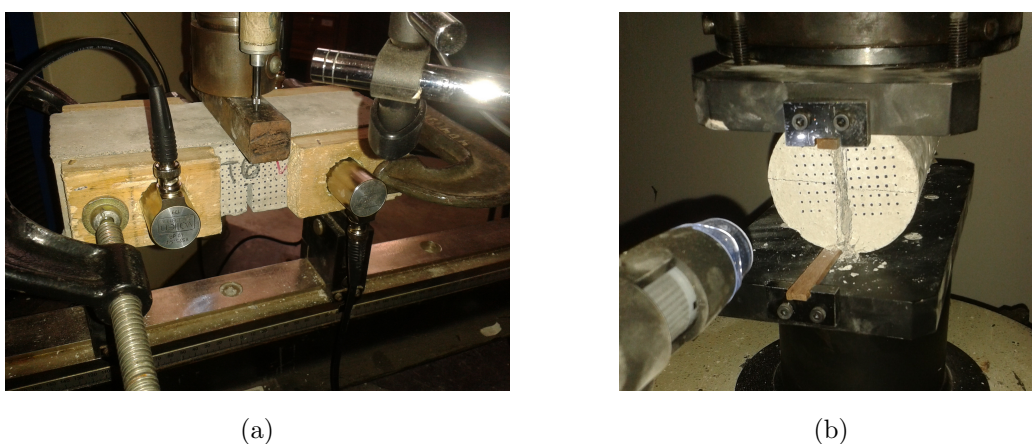


Figura 4.37: Marcação das vigas e corpos de prova cilíndricos

Todas as vigas tiveram os dois lados monitorados simultaneamente. Em um dos lados da viga os microscópios capturavam as imagens acima do entalhe. Com estas imagens a abertura do entalhe e o caminho inicial da trinca puderam ser determinados. No outro lado da viga, os microscópios foram posicionados de modo a obter a superfície inteira ao longo da seção transversal em que o entalhe estava contido.

A resolução obtida nas imagens acima do entalhe foi da ordem de $35 \frac{\mu m}{pixel}$. Esta resolução é considerada suficiente para determinar deslocamentos com precisão de $2 \mu m$ conforme indicado por Corr et al. (2007).

As imagens capturadas pelo microscópio USB 800x foram armazenadas utilizando-se um software de tratamento de imagem digital desenvolvido na plataforma Lab-View, no Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Estruturas - PROPEEs, no

âmbito da tese de Guetti (2012). As imagens capturadas foram sincronizadas com os resultados da máquina de ensaio e analisadas posteriormente.

4.9 Emissão Acústica

No programa experimental, para monitorar a formação e a propagação da trinca nos ensaios de flexão em três pontos, também foi medido o sinal de Emissão Acústica (EA). Conforme citado por Wu et al. (2000), o sinal de EA é descrito pelo conjunto dos parâmetros: amplitude máxima de onda, duração do pulso, tempo, período e comprimento de onda.

Nesta tese foi utilizado o equipamento AMSY-6 MB6 Chassis da *Vallen System* com quatro transdutores com frequência de ressonância de 150 kHz. Adotou-se um sinal de corte de ruído (*threshold*) de 40 dB, de modo que os ruídos que não estavam relacionados ao processo de formação das fissuras não fossem captados (Fig. 4.38). Esse valor foi adotado utilizando como referência os trabalhos de Wu et al. (2000), Chen e Liu (2007), Guetti (2012) e Ohno et al. (2014).



Figura 4.38: Equipamentos da Emissão Acústica

Os transdutores da Emissão Acústica foram acoplados na face lateral das vigas, a uma distância de 60 mm do ponto médio da viga e a 31 mm do topo da viga para as vigas V1 e V2 e à 65 mm do topo da viga para as vigas V3. A Fig. 4.39 ilustra a

situação descrita. Os transdutores foram fixados na superfície da viga por meio de gel de silicone e sargentos.

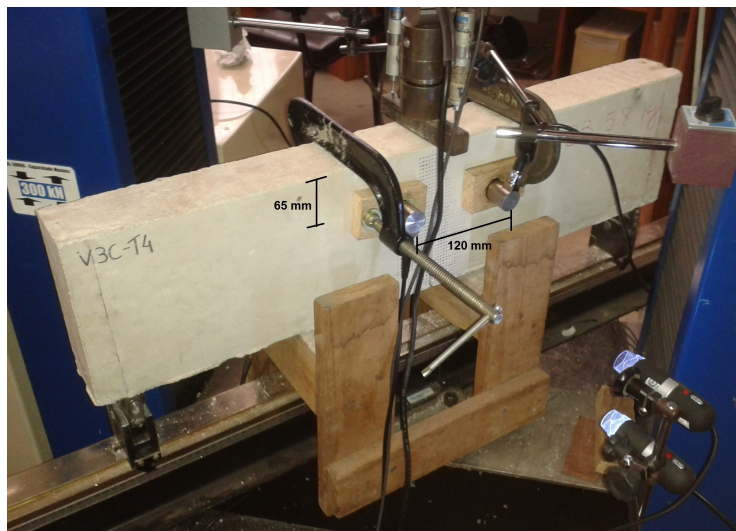


Figura 4.39: Fixação dos Transdutores de Emissão Acústica na viga V3

Capítulo 5

Resultados e Discussão: Caracterização do Material

*“Todo jornal que eu leio me diz que a gente já era
Que já não é mais primavera, Oh! Baby
A gente ainda nem começou”*

(Cachorro Urubu - Raul Seixas)

Os ensaios para caracterização do concreto seguiram os procedimentos indicados no item 4.5 e tiveram como objetivo obter os parâmetros mecânicos do concreto.

5.1 Resistência à Compressão

Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados utilizando corpos de prova com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm. Neste ensaio, três corpos de prova foram testados para cada tipo de concreto. A Tab. 5.1 apresenta os valores médios da resistência à compressão, bem como os respectivos desvios padrão para cada tipo de concreto.

Observa-se, pelos dados obtidos, que a resistência à compressão variou em relação à resistência nominal. Essas variações, no entanto, não interferem na análise do presente trabalho, tendo em vista que esta análise é comparativa. Observa-se também que os desvios padrão são maiores quando se aumenta a classe de resistência do concreto. Para auxiliar esta observação, apresenta-se na Fig. 5.1 o gráfico boxplot com as dispersões dos dados analisados.

Tabela 5.1: Resistência média à compressão

Tipo de Concreto	Resist. Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
C25d12F22	32,54	0,95
C25d12F26	27,64	0,45
C25d25F22	24,31	1,13
C25d25F26	21,12	0,21
C50d12F22	50,84	3,67
C50d12F26	45,35	2,37
C50d25F22	37,37	3,19
C50d25F26	45,72	2,23

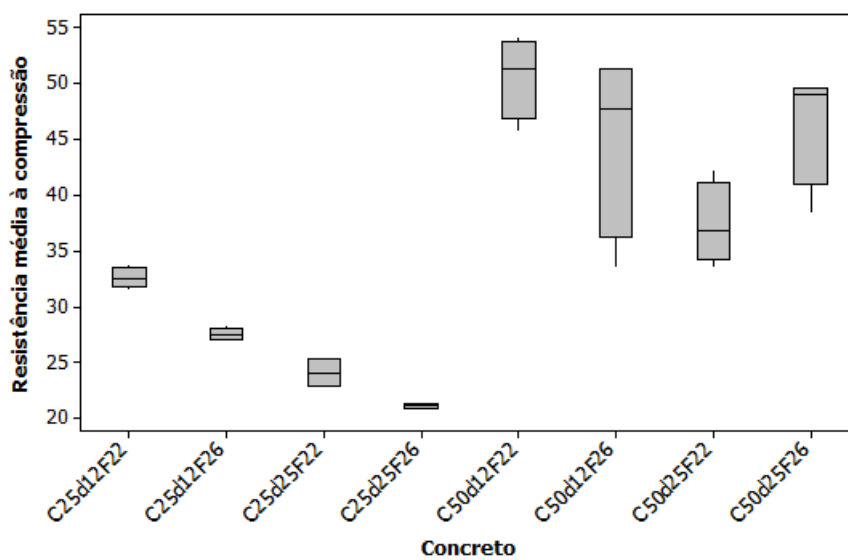


Figura 5.1: Gráfico BoxPlot - Resistência à Compressão versus Tipo de Concreto

5.2 Resistência à Tração

A resistência à tração indireta obtida pelo ensaio de compressão diametral foi determinada utilizando corpos de prova com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm. Neste ensaio, três corpos de prova foram testados para cada tipo de concreto. A Tab. 5.2 apresenta os valores médios da resistência à tração, bem como os respectivos desvios padrão.

Os valores da resistência à tração apresentados na Tab. 5.2 foram obtidos utilizando a Eq. 4.5 e o fator de 0,9 recomendado pela NBR 6118(2014).

Tabela 5.2: Resistência média à tração obtida nos ensaios de compressão diametral

Tipo de Concreto	Resist. Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
C25d12F22	2,97	0,18
C25d12F26	3,12	0,12
C25d25F22	2,66	0,14
C25d25F26	2,30	0,21
C50d12F22	3,37	0,28
C50d12F26	3,34	0,25
C50d25F22	3,21	0,17
C50d25F26	3,27	0,07

Pelos resultados apresentados observa-se que a resistência à tração obtida pelo ensaio indireto de compressão diametral variou entre 7% e 11% da resistência à compressão para os tipos de concretos confeccionados.

Na Fig. 5.2 apresenta-se o gráfico boxplot com as dispersões dos dados analisados.

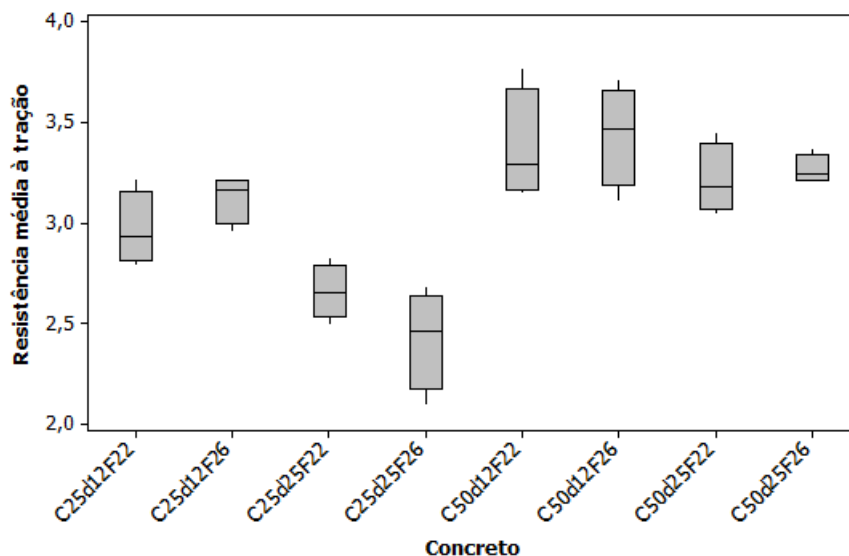


Figura 5.2: Gráfico BoxPlot - Resistência à Compressão diametral versus Tipo de Concreto

5.3 Módulo de Elasticidade

Os ensaios para determinação do módulo de elasticidade estático foram realizados utilizando a NBR 8522 (2008) como referência e um *clip gauge* com comprimento fixo de 100 mm. Foram utilizados corpos de prova com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm. Neste ensaio, três corpos de prova foram testados para cada tipo de concreto. Na Tab. 5.3 são apresentados os valores médios do módulo de elasticidade estático, bem como os respectivos desvios padrão.

Também determinou-se o módulo de elasticidade dinâmico utilizando a metodologia apresentada no item 4.5.2. Para estes ensaios, seis corpos de prova com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm foram testados para cada tipo de concreto. Os valores médios deste módulo e os respectivos desvios padrão são apresentados na Tab.5.3.

Tabela 5.3: Valores médios para o Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico

Tipo de Concreto	Módulo Estático (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Módulo Dinâmico (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Estimativa do Mód. Estático por meio do Mód. Dinâmico(GPa)	Var. (%)
C25d12F22	38,88	2,93	33,10	1,21	38,524	-0,9
C25d12F26	53,05	6,05	33,01	0,95	38,430	-27,6
C25d25F22	35,88	2,02	32,55	1,07	37,952	+5,8
C25d25F26	32,12	2,15	29,16	1,07	34,426	+7,1
C50d12F22	42,90	0,20	36,10	0,56	41,644	-2,9
C50d12F26	36,79	1,46	35,98	0,59	41,519	+12,9
C50d25F22	35,67	1,45	34,76	0,61	40,250	+12,8
C50d25F26	43,14	0,77	35,36	0,46	40,874	-5,3

Estimando o módulo de elasticidade estático em função do módulo de elasticidade dinâmico por meio da Eq. 5.1, abaixo, sugerida para pelo código Britânico BS 8110-2 (1985) para concretos com teor de cimento superior à 500 kg/m^3 , observa-se que ocorreu uma variação de -5,3% à +7,1% entre os métodos, com exceção dos concretos C25d12F26, C50d12F26 e C50d25F22 que apresentaram uma variação de -27,6%, +12,9% e +12,8% respectivamente.

$$E_c = 1,04 \cdot E_{c,d} + 4,1(GPa) \quad (5.1)$$

De acordo com o código BS 8110-2, e com o trabalho de Haach et al. (2013), essa variação percentual encontrada é satisfatória, uma vez que a Eq. 5.1 é uma expressão geral que não leva em consideração particularidades dos agregados como forma, tamanho, composição, dentre outros.

Na Fig. 5.3 apresenta-se o gráfico boxplot com as dispersões dos dados analisados, para o módulo de elasticidade estático e dinâmico, combinados para os oito tipos de concreto.

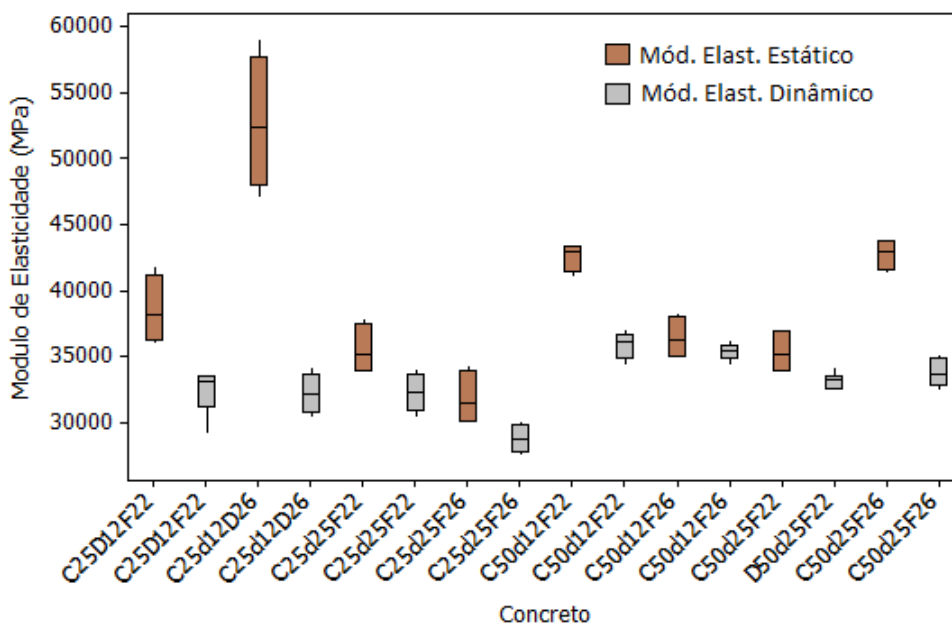


Figura 5.3: Gráfico BoxPlot - Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico versus Tipo de Concreto

Capítulo 6

Resultados e Discussão: Ensaio de Compressão Axial

*“É de sonho é de pó / O destino de um só
Feito eu perdido em pensamentos
Sobre o meu cavalo...”*

(Romaria - Renato Teixeira)

6.1 Efeito de Escala na Compressão

6.1.1 Resistência Estrutural

Para avaliar o efeito de escala na resistência estrutural de peças submetidas à compressão axial, três corpos de prova para cada tamanho (CP 1 a CP 4 da Tab. 4.3) foram testados. A Tab. 6.1 mostra os valores médios da resistência à compressão, bem como os respectivos desvios padrão para os oito tipos de concretos.

Tabela 6.1: Resistência média à compressão

Tipo de Concreto	Tamanho do CP	Resist. Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Tipo de Concreto	Tamanho do CP	Resist. Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
C25d12F22	CP 1	24,26	4,50	C50d12F22	CP 1	45,83	5,21
	CP 2	-	-		CP 2	48,66	2,33
	CP 3	32,54	0,95		CP 3	50,84	3,67
	CP 4	30,22	0,8		CP 4	47,26	1,17
C25d12F26	CP 1	26,50	1,41	C50d12F26	CP 1	50,13	1,38
	CP 2	25,71	3,68		CP 2	43,16	1,20
	CP 3	27,64	0,45		CP 3	45,35	8,37
	CP 4	33,04	0,3		CP 4	45,69	2,2
C25d25F22	CP 1	19,89	1,01	C50d25F22	CP 1	28,50	0,57
	CP 2	20,47	2,85		CP 2	35,74	5,53
	CP 3	24,31	1,13		CP 3	37,37	3,19
	CP 4	24,04	0,93		CP 4	38,82	1,7
C25d25F26	CP 1	15,54	2,05	C50d25F26	CP 1	31,08	1,12
	CP 2	22,05	1,04		CP 2	41,60	3,68
	CP 3	21,12	0,21		CP 3	45,72	5,23
	CP 4	20,66	1,05		CP 4	46,18	1,48

Com base nos resultados obtidos efetuou-se análise de variância com um nível de confiança de 95%, por meio do software Minitab.

A Fig. 6.1, obtida por meio da análise estatística, representa graficamente o valor da resistência média à compressão para cada tipo de concreto, sendo considerado um nível de confiança de 95%.

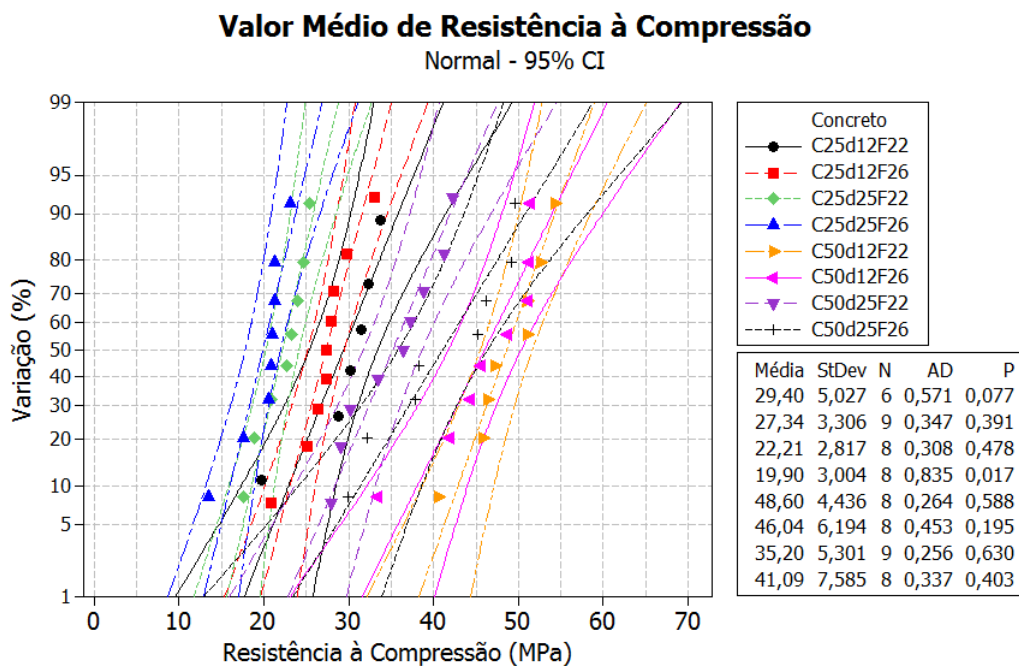


Figura 6.1: Linha de tendência de valores médio de resistência à compressão

Os concretos compostos com agregados graúdos com diâmetro máximo de 25 mm apresentaram uma maior dispersão nos valores dos CP 1. Esse fato provavelmente ocorreu por falha na homogeneização do corpo de prova tendo em vista que o diâmetro máximo do agregado era equivalente à metade do tamanho da fôrma deste corpo de prova.

Os resultados indicaram que não houve influência significativa do tamanho do corpo de prova nos valores de resistência à compressão para os oito tipos de concreto, comprovando que a resistência à compressão é uma propriedade do material, não sofrendo influência da dimensão estrutural. A resposta do software Minitab encontra-se no Apêndice A.

6.1.2 Ductilidade Estrutural

Para avaliar o efeito de escala na ductilidade estrutural de peças submetidas à compressão axial foram gerados gráficos tensão x deformação e carga x deslocamento. Os gráficos tensão x deformação foram obtidos utilizando a correlação de imagem

digital, por meio da qual determinou-se os deslocamentos relativos entre dois pontos sobre a geratriz do cilindro situados no terço médio do corpo de prova. Posteriormente dividiu-se esse deslocamento relativo pela distância inicial entre os pontos para a obtenção da deformação média. Os gráficos carga x deslocamento também foram obtidos utilizando a correlação de imagem digital, sendo considerado, para tanto o deslocamento vertical de pontos monitorados pela imagem.

A Fig. 6.2 e a Fig. 6.3 apresentam os gráficos tensão x deformação e carga x deslocamento, respectivamente, para os 8 tipos de concreto.

Para o concreto C25d12F22 somente três curvas são apresentadas, porque não foram executados corpos de prova CP 2. A legenda de cores foi mantida a mesma, sendo que as cores azul, laranja, vermelho e verde correspondem aos CP 1, CP 2, CP 3 e CP 4, respectivamente.

Pela análise das curvas tensão x deformação mostradas, observa-se que o ramo elástico não sofre influência do tamanho dos corpos de prova. Para o ramo descendente, entretanto, tais curvas não permitem evidenciar o efeito do tamanho na ductilidade estrutural. Ao se analisar as curvas carga x deslocamento, o efeito de escala no comportamento pós-crítico fica mais claro, sendo observadas inclinações mais suaves associadas aos corpos-de-prova menores.

Os concretos C50d12F22 e C50d12F26 tiveram esse comportamento menos visível, podendo este fato ser justificado pela composição dos concretos. Nesses concretos o diâmetro do agregado graúdo foi de 12,5 mm e a classe de resistência de 50 MPa o que tende a tornar esse concreto mais frágil.

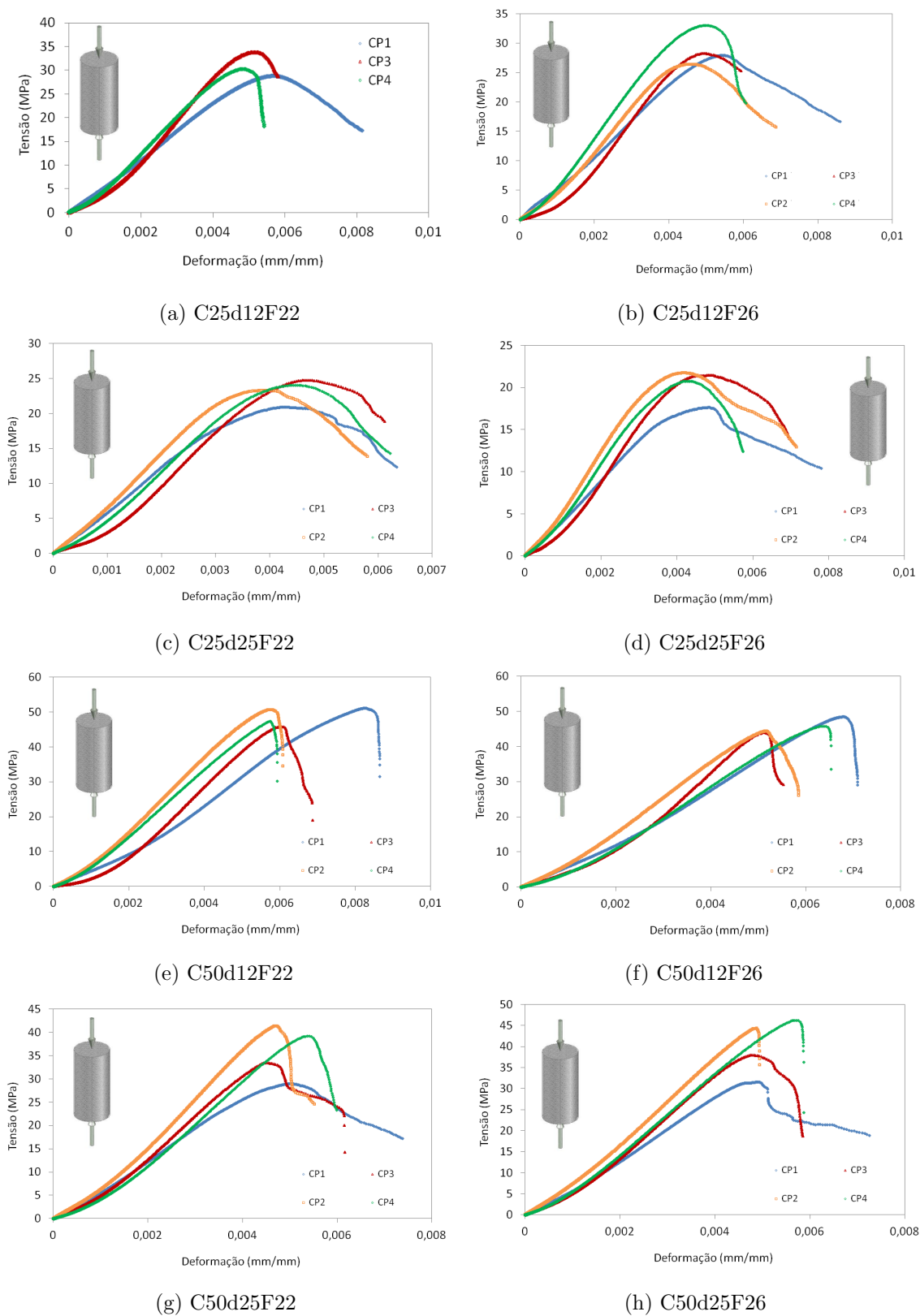


Figura 6.2: Gráficos Tensão x Deformação na Compressão Axial

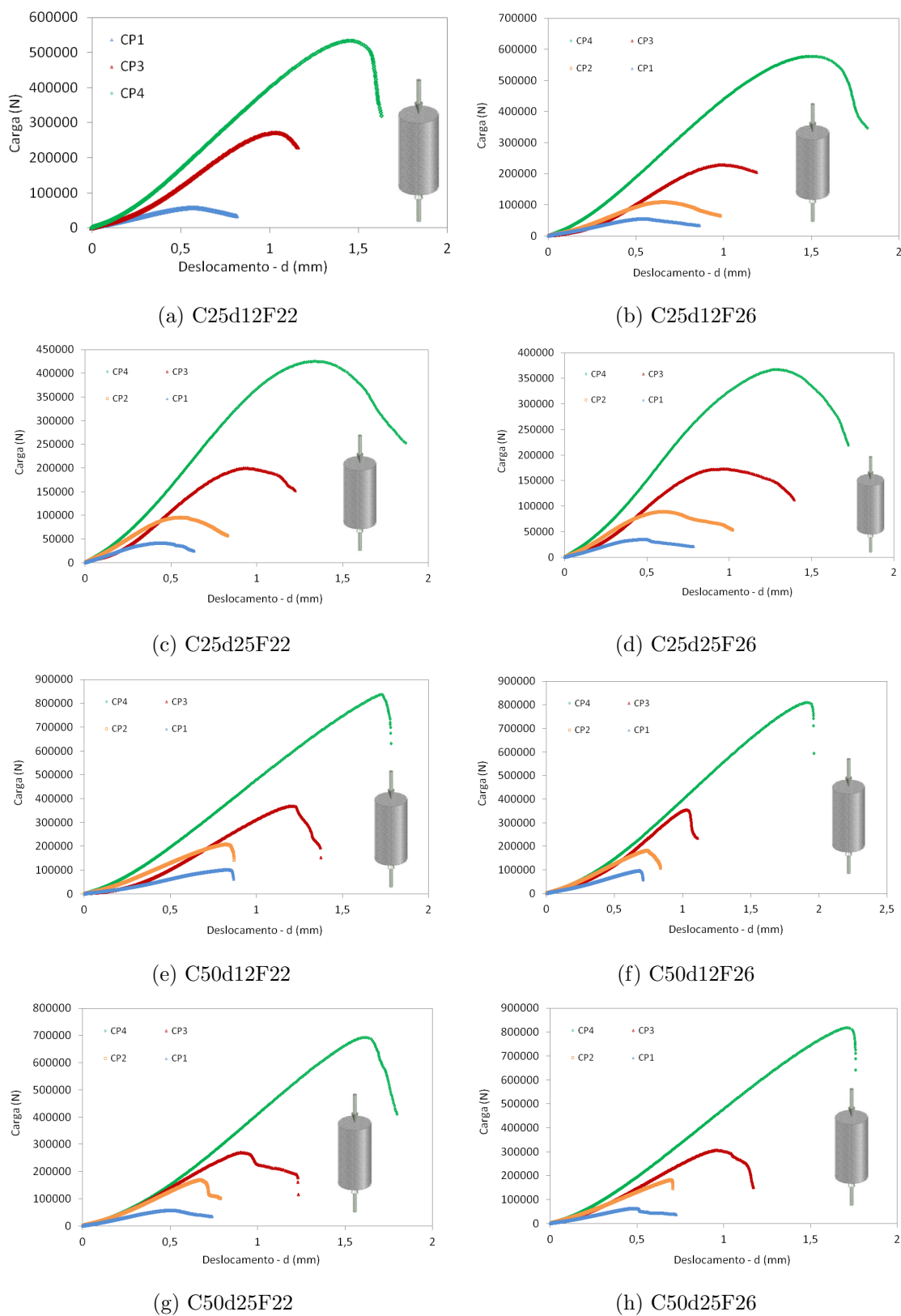


Figura 6.3: Gráficos Carga x Deslocamento na Compressão Axial

Com o intuito de verificar a influência do tamanho no módulo de elasticidade, foram realizados ensaios de excitação por impulsos acústicos, para determinar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto. Optou-se por utilizar esse ensaio uma vez que existe uma relação direta entre o módulo de elasticidade dinâmico e estático, conforme apresentado no item 5.3. Além disso, o dispositivo mecânico (*clip gauge*) utilizado para determinar o módulo elasticidade estático não seria capaz de medi-lo para todos os tamanhos, uma vez que a NBR 8522(2008) prescreve que o comprimento base de medida do *clip gauge* deve ser no mínimo igual a dois terços do diâmetro do corpo-de-prova e no máximo igual à medida desse diâmetro. O *clip gauge* utilizado na tese tem comprimento de medida igual à 100 mm.

Os ensaios de excitação por impulso acústicos foram realizados para 280 corpos de prova cilíndricos com os tamanhos especificados na Tab. 4.3. A Fig. 6.4 representa os resultados obtidos para o concreto C50d12F26 e a Tab. 6.2 os valores médios obtidos para os quatro tamanhos dos corpos de prova de todos os concretos.

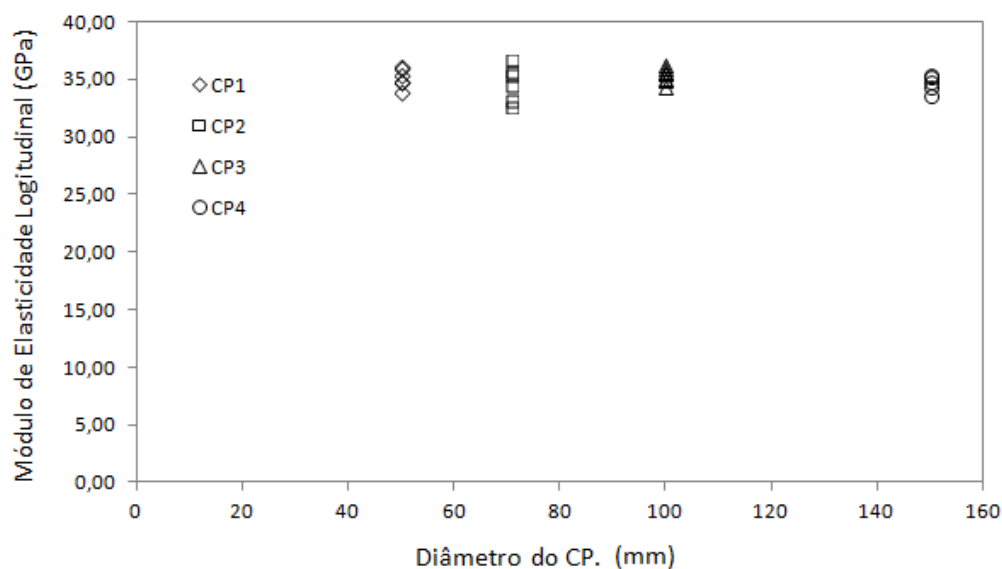


Figura 6.4: Resposta Módulo de Elasticidade Dinâmico x Tamanho do corpo de prova - C50d12F26

Tabela 6.2: Valores médios para o Módulo de Elasticidade Dinâmico

Tipo de Concreto	Tamanho do CP	Módulo Dinâmico (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Tipo de Concreto	Tamanho do CP	Módulo Dinâmico (GPa)	Desvio Padrão (GPa)
C25d12F22	CP 1	32,51	0,79	C50d12F22	CP 1	36,36	0,80
	CP 2	-	-		CP 2	35,35	0,53
	CP 3	33,10	1,21		CP 3	36,13	0,56
	CP 4	33,01	2,16		CP 4	36,48	0,51
C25d12F26	CP 1	33,68	2,14	C50d12F26	CP 1	35,51	0,31
	CP 2	32,64	0,72		CP 2	35,39	0,86
	CP 3	33,01	0,95		CP 3	35,98	0,59
	CP 4	32,48	0,47		CP 4	35,23	0,70
C25d25F22	CP 1	31,46	1,95	C50d25F22	CP 1	31,13	1,17
	CP 2	32,39	1,91		CP 2	33,63	1,01
	CP 3	32,55	1,07		CP 3	34,76	0,61
	CP 4	32,41	0,61		CP 4	35,78	0,30
C25d25F26	CP 1	24,27	1,43	C50d25F26	CP 1	33,01	1,07
	CP 2	27,19	1,10		CP 2	34,99	0,37
	CP 3	29,16	1,07		CP 3	35,36	0,46
	CP 4	30,42	0,91		CP 4	36,96	0,55

A Fig. 6.5 obtida por meio da análise estatística, representa graficamente o valor do módulo de elasticidade para cada tipo de concreto, para um nível de confiança de 95%.

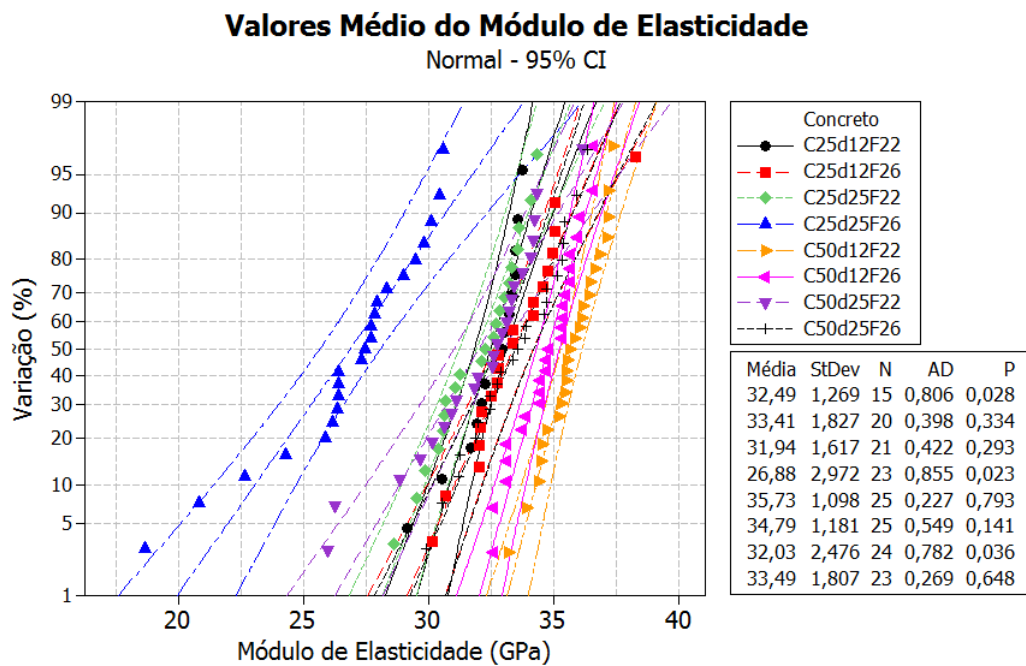


Figura 6.5: Linha de tendência de valores médios do módulo de elasticidade dinâmico

Os resultados obtidos foram avaliados estatisticamente considerando a análise de variância (ANOVA), sendo adotado um nível de confiança de 95%. Essa análise foi realizada utilizando o software Minitab. Com base nos resultados obtidos constatou-se que o módulo de elasticidade não apresenta dependência do tamanho, sendo aparentemente uma propriedade do material, e não uma propriedade estrutural. A resposta detalhada do software Minitab encontra-se no Apêndice A.

Capítulo 7

Resultados e Discussão: Ensaio de Compressão Diametral

*“Não existe saber mais ou saber menos:
há saberes diferentes”*

(Rubem Alves)

7.1 Efeito de Escala na Compressão Diametral

7.1.1 Resistência Estrutural

Para avaliar o efeito de escala na resistência estrutural de peças submetidas à compressão diametral, três corpos de prova para cada tamanho (CP 1 a CP 4, apresentados na Tab. 4.3) foram testados. A Tab. 7.1 mostra os valores médios da resistência à tração indireta, bem como os respectivos desvios padrão para os oito tipos de concreto.

Tabela 7.1: Resistência média à tração obtida nos ensaios de compressão diametral

Tipo de Concreto	Tamanho do CP	Resist. Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Tipo de Concreto	Tamanho do CP	Resist. Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
C25d12F22	CP 1	2,43	0,07	C50d12F22	CP 1	4,10	0,15
	CP 2	-	-		CP 2	3,97	0,30
	CP 3	2,97	0,18		CP 3	3,37	0,28
	CP 4	2,75	0,10		CP 4	3,24	0,07
C25d12F26	CP 1	3,44	0,31	C50d12F26	CP 1	4,22	0,34
	CP 2	3,29	0,04		CP 2	3,81	0,08
	CP 3	3,12	0,12		CP 3	3,44	0,25
	CP 4	2,99	0,08		CP 4	3,05	0,18
C25d25F22	CP 1	3,32	0,75	C50d25F22	CP 1	3,96	0,69
	CP 2	2,99	0,23		CP 2	3,53	0,27
	CP 3	2,66	0,14		CP 3	3,21	0,17
	CP 4	2,48	0,24		CP 4	2,70	0,27
C25d25F26	CP 1	1,94	0,08	C50d25F26	CP 1	3,93	0,72
	CP 2	2,41	0,56		CP 2	3,87	0,07
	CP 3	2,30	0,21		CP 3	3,27	0,07
	CP 4	2,19	0,11		CP 4	2,90	0,18

Tal como na compressão axial, os resultados obtidos para a resistência à tração indireta foram avaliados estatisticamente por meio de análise de variância (ANOVA), com um nível de confiança de 95% utilizando-se o Minitab.

Os resultados indicaram que houve influência do tamanho do corpo de prova nos valores de resistência à tração determinados pelo ensaio de compressão diametral para os oito tipos de concreto. Com o aumento do corpo de prova houve redução da resistência à tração. A resposta detalhada obtida por meio do Minitab encontra-se no Apêndice A.

Nos concretos C25d12F22 e C25d25F26 não houve evidência clara de queda de resistência à tração à medida que se aumentou o tamanho dos corpos de prova, ao contrário, as resistências obtidas para os corpos de prova CP 1 foram inferiores às resistências dos corpos CP 2, CP3 e CP4. Para os outros tipos de concreto houve uma tendência clara de redução de resistência com o aumento do tamanho dos corpos de prova, tal como se apresenta na Fig. 7.1.

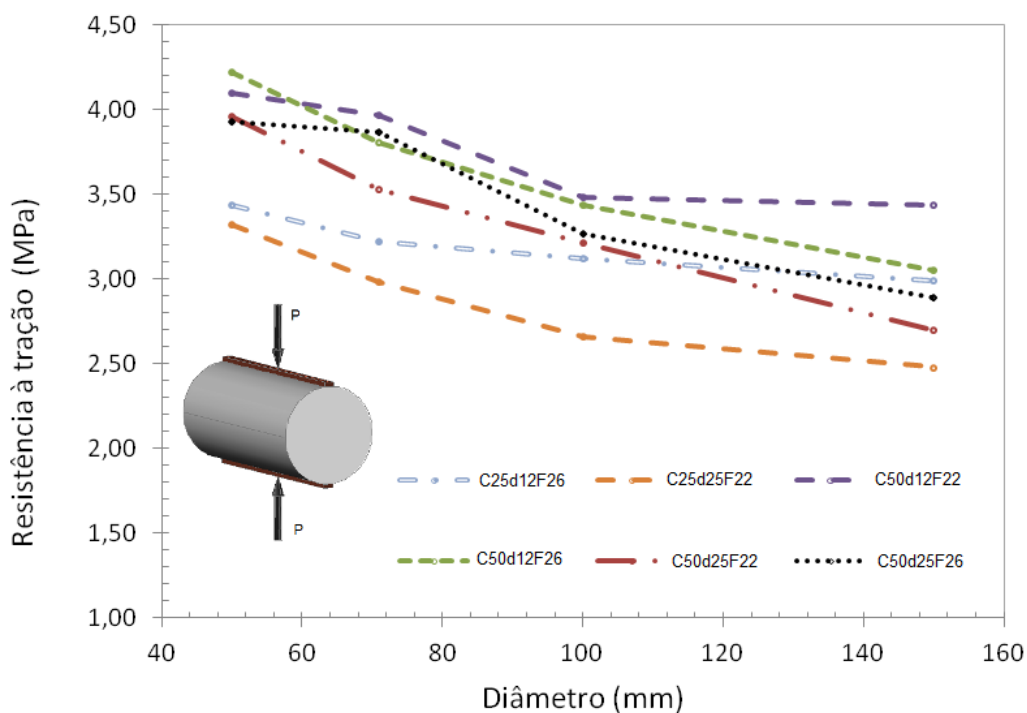
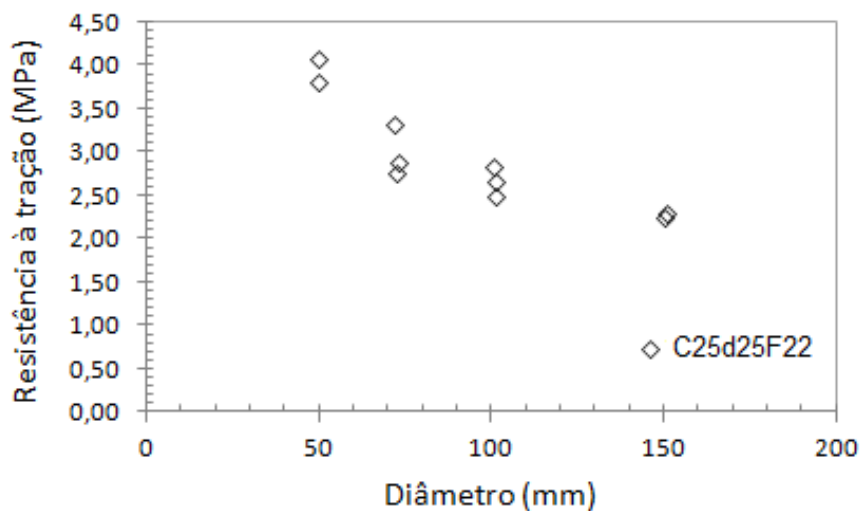
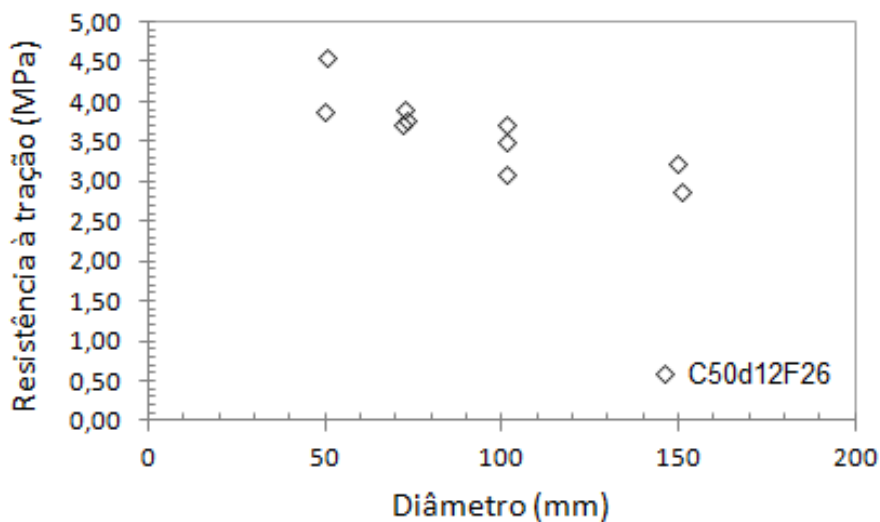


Figura 7.1: Curvas resistência à tração x diâmetro do corpo de prova

Utilizando como referência os corpos de prova dos concretos C25d25F22 e C50d12F26, representa-se na graficamente na Fig. 7.2 a distribuição das resistências obtidas para estes concretos em função do tamanho.



(a) C25d25F22



(b) C50d12F26

Figura 7.2: Resistência à tração em função do tamanho do corpo de prova

Extrapolando os resultados para corpos de provas de tamanhos maiores, traçou-se linha de tendência para estes concretos e observou-se que a resistência à tração tende à decrescer monotonicamente à medida que o tamanho do corpo de prova aumenta, aproximando-se assintoticamente para um determinado valor, conforme representado na Fig. 7.3. Esse fato também foi observado por Rocco et al. (1999).

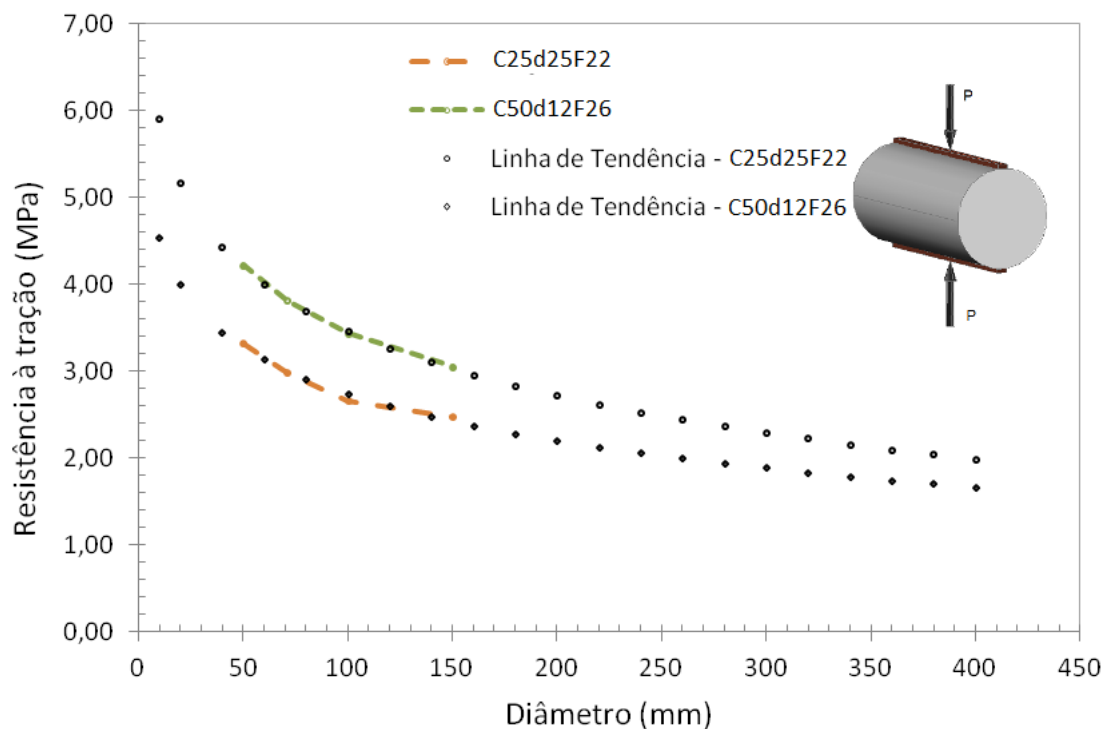
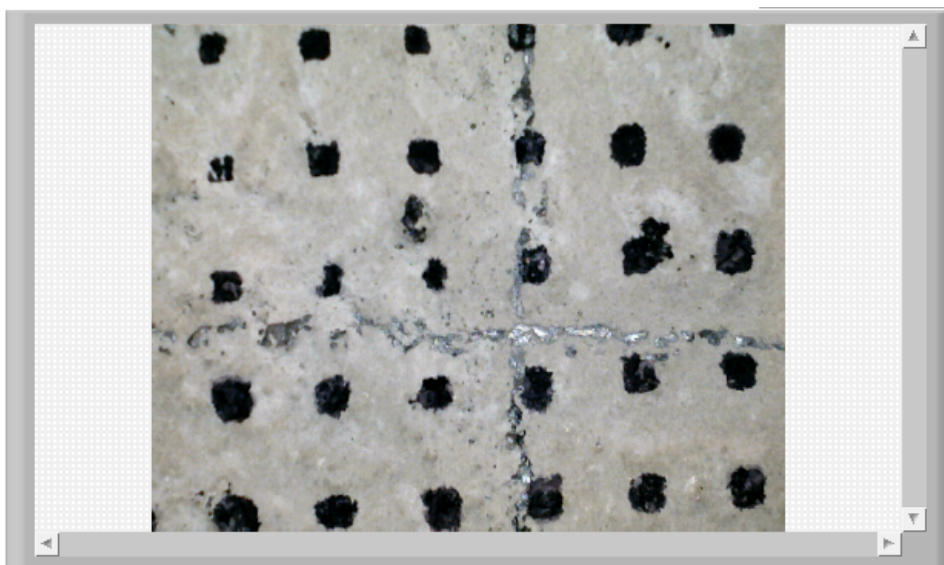


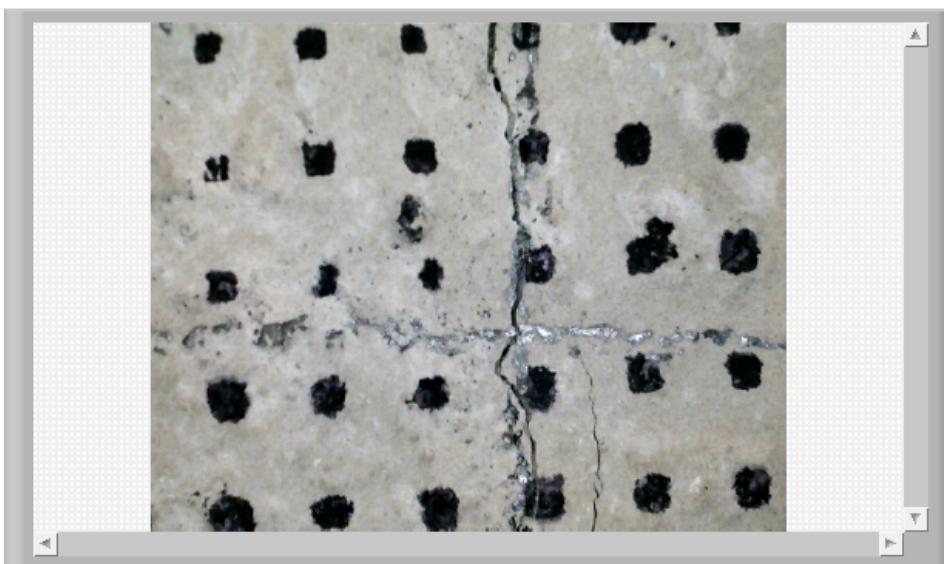
Figura 7.3: Curvas resistência à tração x diâmetro do corpo de prova

7.1.2 Ductilidade Estrutural

Para avaliar o efeito de escala na ductilidade estrutural de peças submetidas à compressão diametral, gerou-se gráficos tensão x deformação e carga x deslocamento. Para os gráficos tensão x deformação utilizando a correlação de imagem digital buscou-se determinar os deslocamentos relativos entre dois pontos na seção transversal. Posteriormente, foi realizada a tentativa de dividir esses deslocamentos pela distância inicial entre os pontos para a obtenção da deformação média. No entanto, após a carga de pico não foi possível obter os deslocamentos relativos destes pontos uma vez que a ruptura, mesmo para corpos de provas pequenos (CP 1), foi muito brusca e a técnica de correlação de imagem digital não foi capaz de captar essas informações. A Fig. 7.4 ilustra o instante de milésimo de segundo antes e após a carga de pico. Foi possível descrever o ramo elástico e os resultados são apresentados, para os concretos C25d25F22 e C50d12F26, na Figura 7.5.

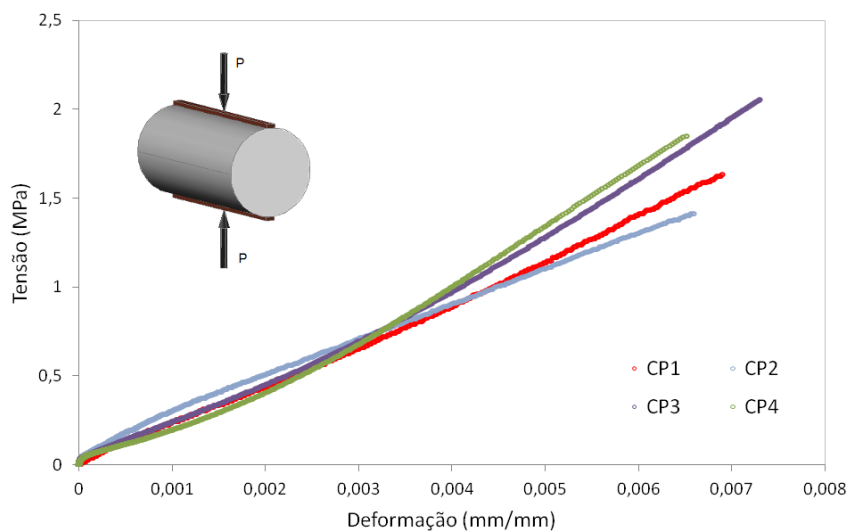


(a) tempo 17:09:31,062

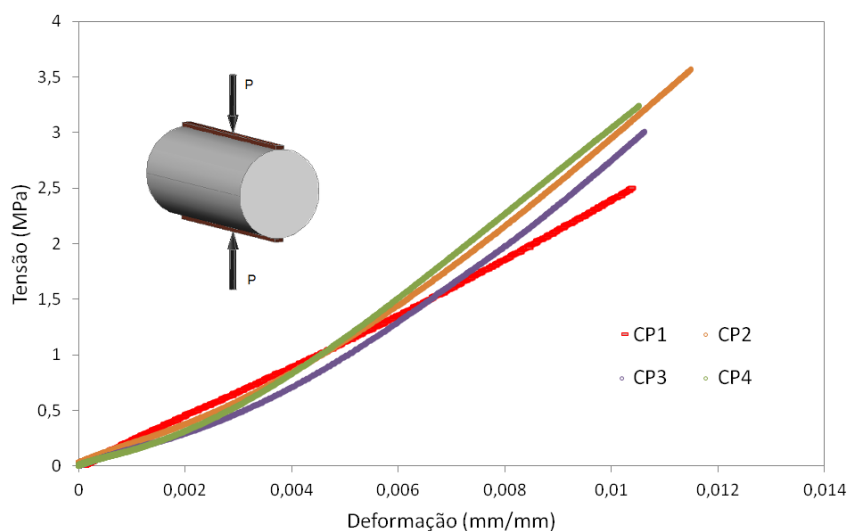


(b) tempo 17:09:31,479

Figura 7.4: Ruptura do corpo de prova CP4 do concreto C25d25F22



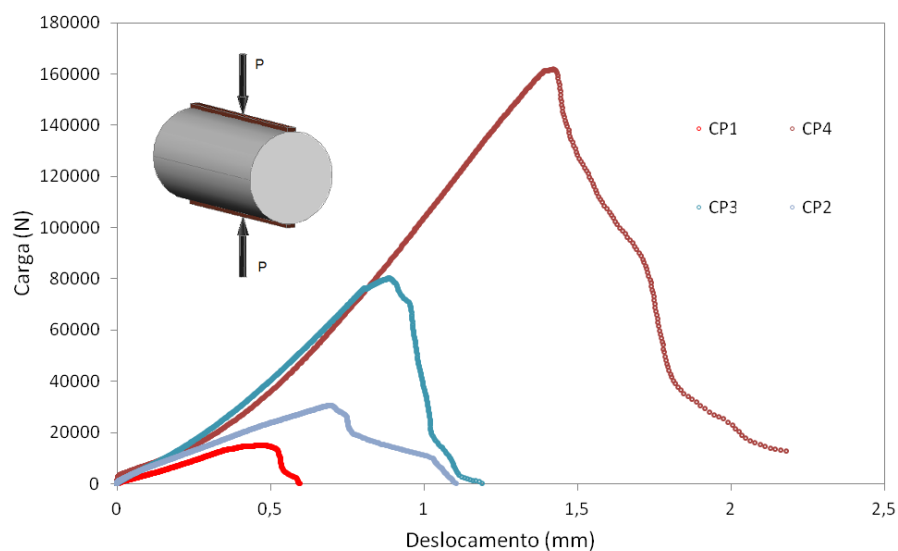
(a) C25d25F22



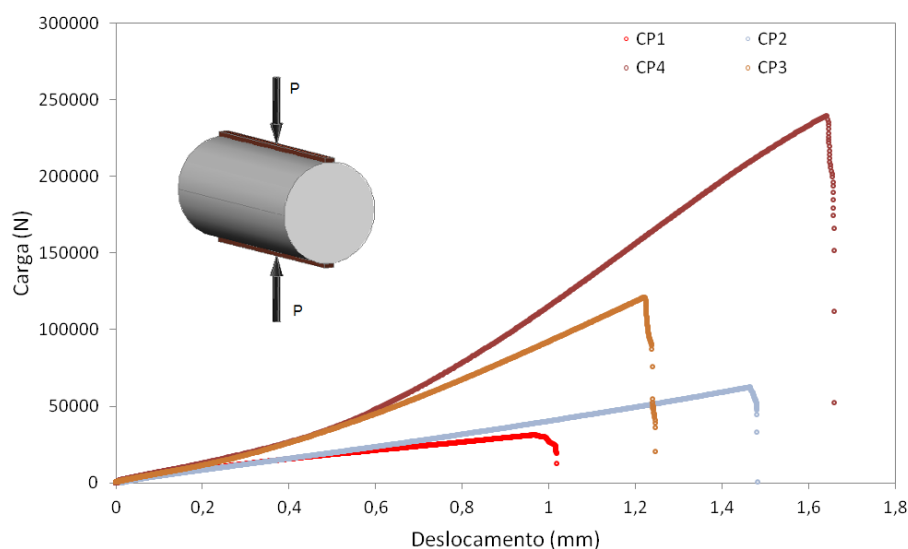
(b) C50d12F26

Figura 7.5: Curva Tensão x Deformação

Para os gráficos carga x deslocamento foi possível descrever o ramo pós carga de pico, sendo considerado para tanto o deslocamento vertical de pontos monitorados pela imagem. A Fig. 7.6 apresenta as curvas carga x deslocamento para os concretos C25d25F22 e C50d12F26.



(a)



(b)

Figura 7.6: Curva Carga x Deslocamento Vertical (a) C25d25F22; (b) C50d12F26

Pela análise das curvas mostradas, observa-se que os ramos descendentes apresentaram inclinações mais suaves associadas para os corpos de prova menores. Essa característica poderia ter sido melhor ampliada, se nos corpos de prova fosse colocado algum processo de indução de trinca. No entanto, isso alteraria a resistência à tração dos corpos de prova.

Observa-se também, por meio da Fig. 7.6, que no concreto com agregados graúdos maiores a ruptura é menos acentuada do que no concreto com agregados graúdos menores.

Capítulo 8

Resultados e Discussão: Ensaios de Flexão em Três Pontos

“A persistência é o menor caminho do êxito”

(Charles Chaplin)

8.1 Efeito de Escala na Flexão

Para analisar o efeito de escala na flexão, vigas de concreto com entalhes no meio do vão foram submetidas à flexão em três pontos, sendo monitoradas por transdutores de deslocamento, por microscópio USB e por transdutores acústicos.

Antes de iniciar a análise do efeito de escala na resistência e na ductilidade estrutural apresentam-se os procedimentos utilizados para uniformizar os resultados validando os deslocamentos obtidos pela DIC.

8.1.1 Uniformização dos resultados da DIC

Utilizando o software de correlação de imagem digital, foram obtidos os dados de deslocamentos de padrões de pontos monitorados. Esses pontos foram gerados a partir da marcação de uma grade de pontos na face dos corpos de prova prismáticos. Como o sistema de aquisição de dados, que registrava os valores da célula de carga, e o software de correlação de imagem digital, que registrava os valores dos deslocamentos, são desacoplados, utilizou-se a variável tempo como parâmetro de

compatibilização dos dados.

A partir da compatibilização destes dados foram geradas curvas carga x deslocamento vertical e carga x abertura da trinca para as 72 vigas ensaiadas. Para cada tamanho foram ensaiadas três vigas. As respostas destas três vigas foram agrupadas em um único gráfico. Tendo essas curvas como referência, foram gerados espectros experimentais. A Fig. 8.1 representa as curvas carga x deslocamento vertical obtidas para as vigas V1A, V1B e V1C do concreto C50d25F26, com o respectivo espectro experimental.

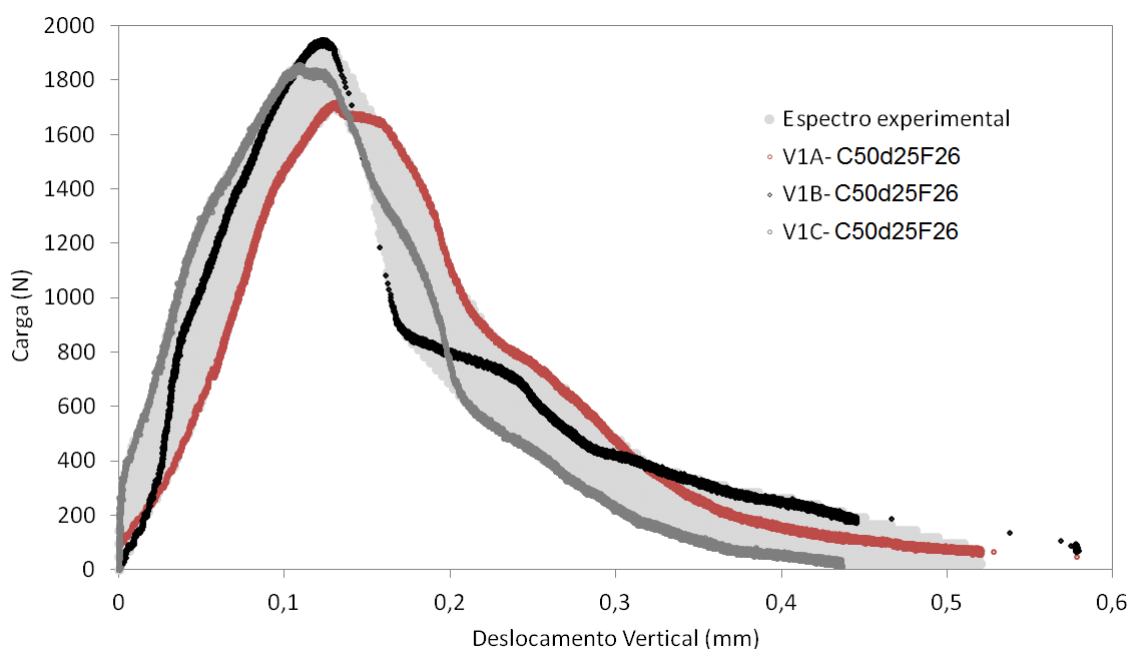


Figura 8.1: Curvas carga x deslocamento vertical e espectro experimental

Utilizando o espectro experimental foi gerada uma curva média, sendo essa considerada como a curva representativa do tipo de concreto e do tamanho da viga em análise (Fig. 8.2).

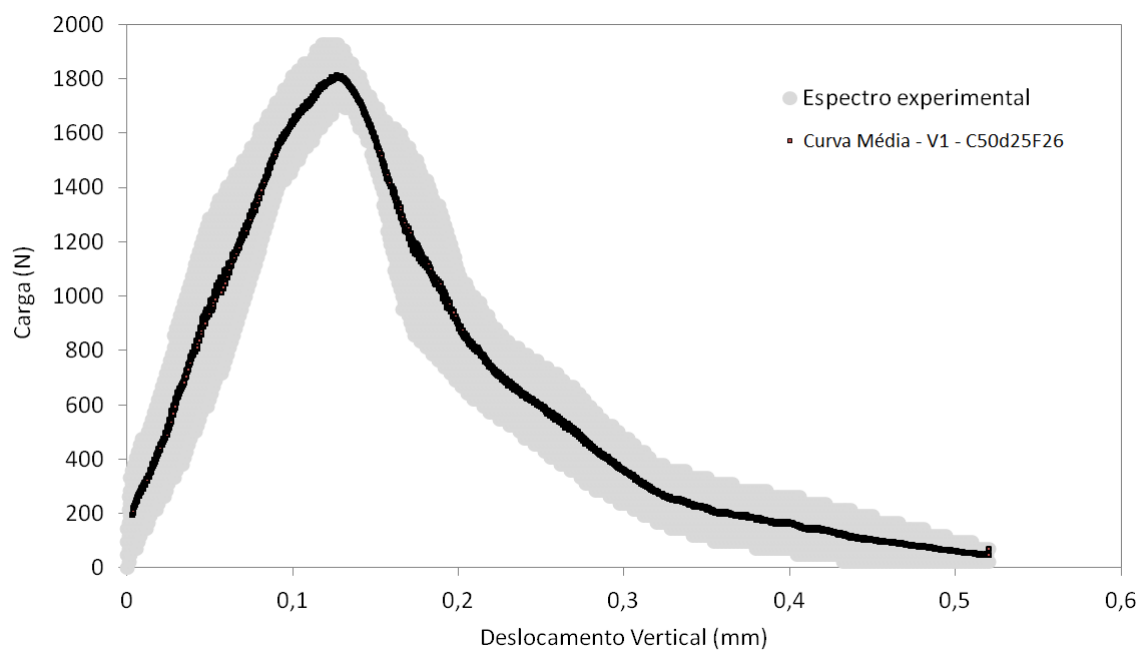


Figura 8.2: Curva média obtida do espectro experimental

O mesmo procedimento descrito foi realizado para a determinação das curvas Carga x CMOD. A título de ilustração, apresenta-se as mesmas vigas na Fig. 8.3 e a respectiva curva média na Fig. 8.4.

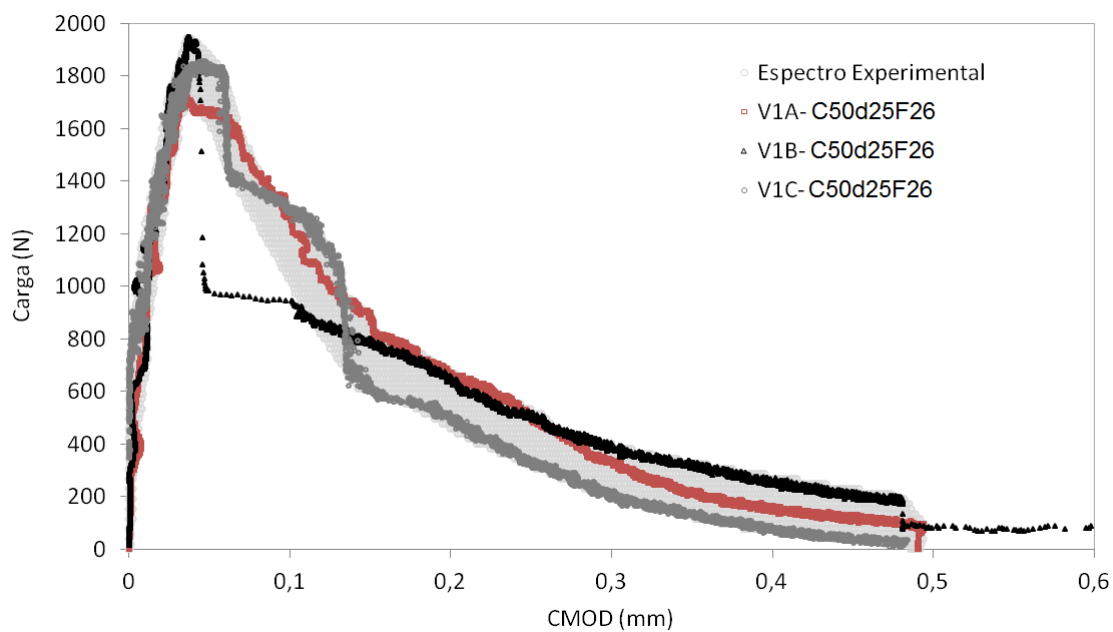


Figura 8.3: Curvas carga x CMOD e espectro experimental

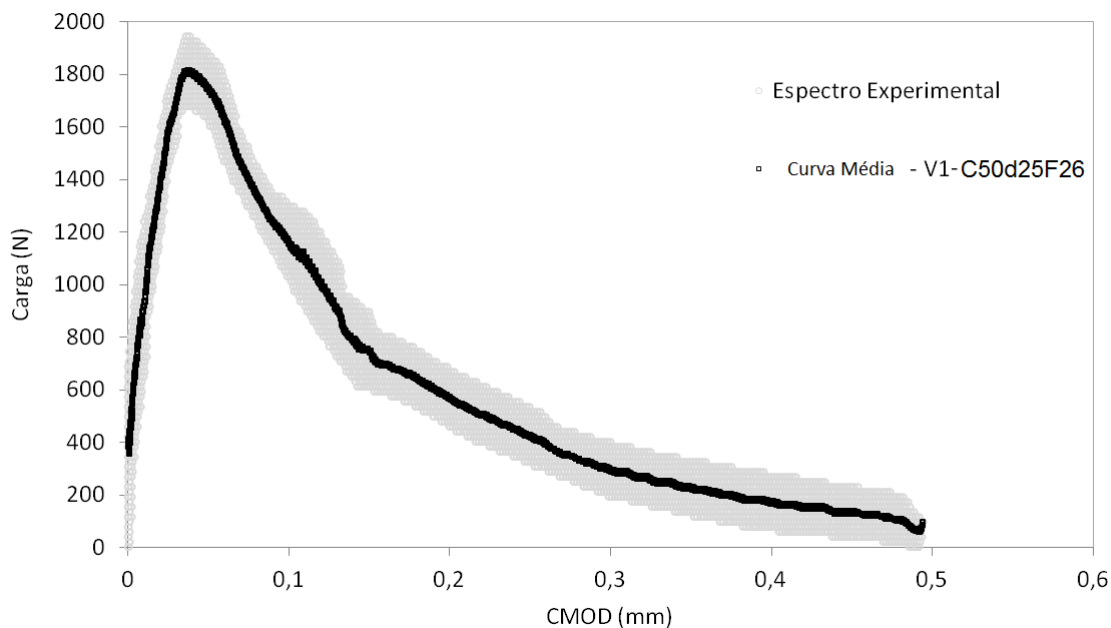


Figura 8.4: Curva média obtida do espectro experimental

Observa-se na Fig. 8.3 que as curvas apresentam descontinuidades e que o número de pontos também é menor do que nas curvas carga x deslocamento vertical. Isso ocorre porque o CMOD é calculado como a diferença relativa entre dois pontos. Como esses pontos são monitorados imagem a imagem, pode ocorrer que alguns pontos não sejam encontrados em todas as imagens, gerando o fenômeno apresentado.

Com o intuito de validar a metodologia da DIC e comprovar que os deslocamentos obtidos pelos transdutores de deslocamento (DT) e pelo microscópio (DIC) são equivalentes, foram gerados gráficos comparativos para todas as vigas. A Fig. 8.5 apresenta o resultado para a viga V1A-C50d25F26.

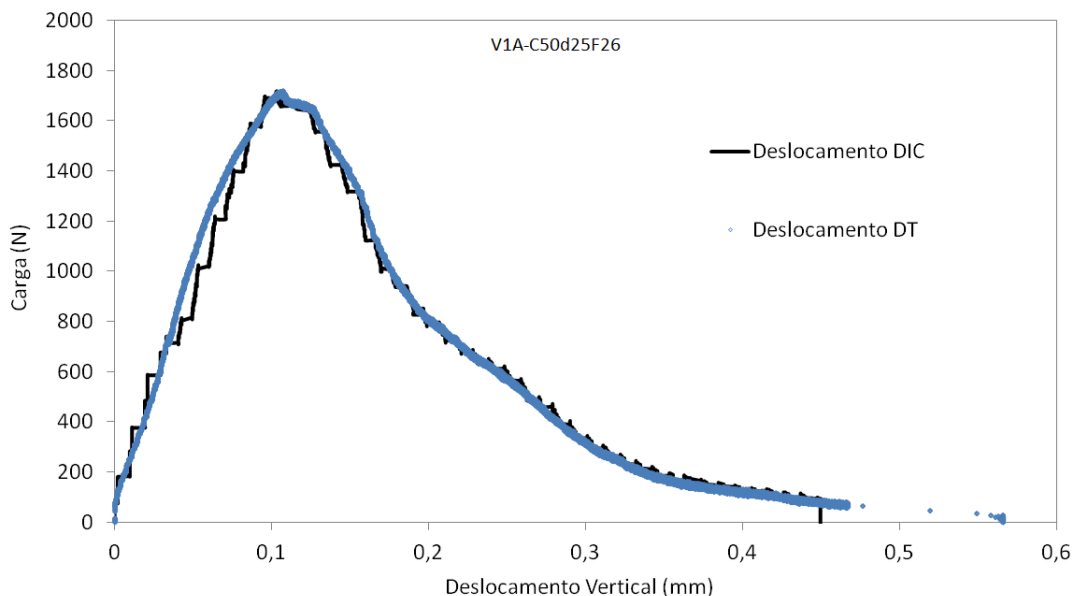


Figura 8.5: Curva Carga x Deslocamento Vertical - DT x DIC

Percebe-se que os deslocamentos obtidos pela DIC não são contínuos como os dados obtidos pelos transdutores de deslocamentos. A justificativa para esse fato deve-se à relação distância focal e a área de interesse. Quanto mais próximo for feita a captura da imagem, mais contínua é a resposta, no entanto menor é área de análise. Para o estudo em tela percebe-se que a aproximação adotada descreve adequadamente tanto o ramo elástico quanto o de amolecimento.

8.1.2 Resistência Estrutural

Para analisar a variação da resistência com o tamanho em peças de concreto submetidas à flexão em três pontos, foi determinada a tensão nominal (σ_N) das vigas a partir da expressão definida por Planas et al. (1999).

$$\sigma_N = \frac{3 \cdot P \cdot S}{2 \cdot B \cdot D^2} \quad (8.1)$$

em que P é a carga aplicada, S é o vão livre da viga, B é a largura da seção transversal da viga e D é a altura total da viga na seção transversal plena, fora da seção do entalhe.

A Fig. 8.6 apresenta o gráfico tensão nominal x deslocamento vertical para o concreto C25d25F22.

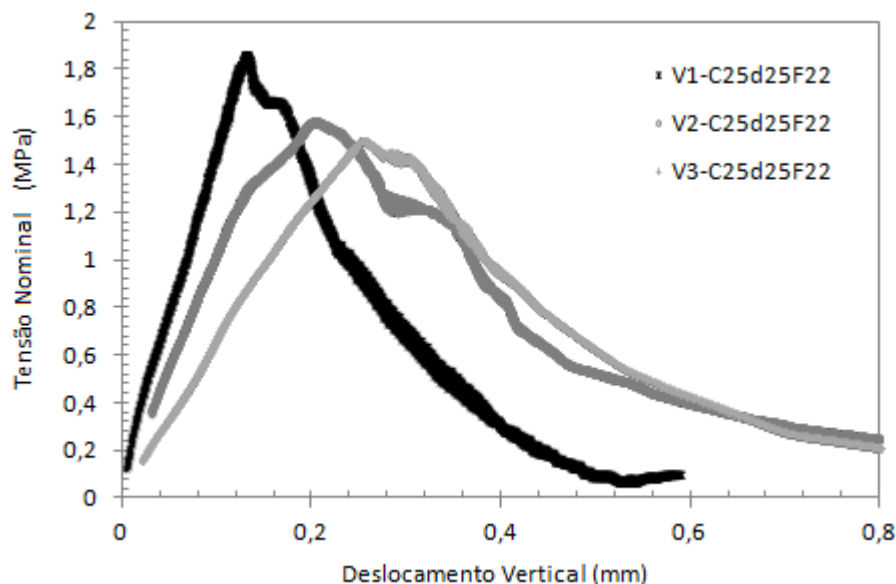


Figura 8.6: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical

É possível observar na Fig. 8.6 que a relação entre a tensão nominal e o deslocamento vertical é diferente para cada tamanho das vigas. Na região pré-pico o deslocamento vertical é maior para a viga V3 em relação à viga V1, independente do nível de tensão. A diferença torna-se mais significativa com o incremento do carregamento. Isto possivelmente pode ser atribuído ao fato de que o comprimento absoluto do entalhe é maior para as vigas V3 do que para as vigas V1. Para a carga de pico, observa-se uma redução na resistência nominal com o aumento do tamanho do corpo-de-prova, evidenciando o efeito de escala. Logo após a carga de pico, uma queda brusca em relação à tensão nominal é observada. Esta queda está relacionada ao fato que o dano já está ocorrendo na maior parte da seção da viga. Na cauda a relação entre o deslocamento vertical e a tensão nominal passa a ter um comportamento quase similar para todas as vigas.

No apêndice B são apresentados os gráficos tensão nominal x deslocamento vertical para os demais tipos de concretos.

Na Fig. 8.7 apresenta-se o deslocamento vertical e a tensão nominal na carga máxima para os três tamanhos das vigas ensaiadas, com a intenção de evidenciar o efeito de escala. Essas figuras para os demais tipos de concretos são apresentados no apêndice B.

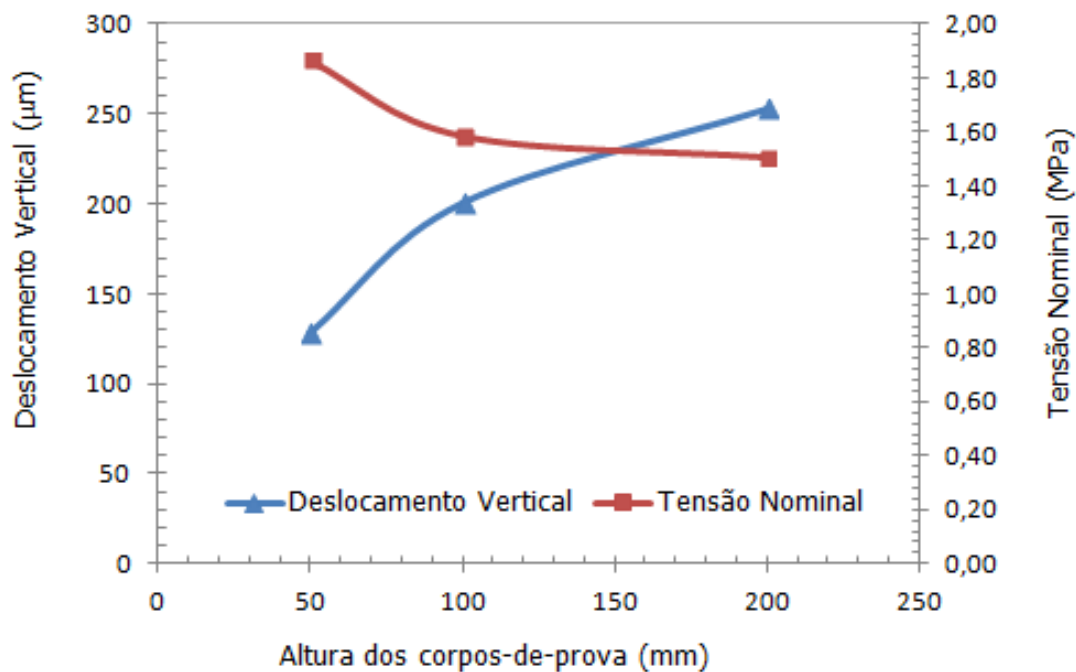


Figura 8.7: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d25F22

8.1.3 Ductilidade Estrutural

Com a finalidade de observar o efeito de escala na ductilidade estrutural, as curvas carga x deslocamento vertical obtidas para os tamanhos V1, V2 e V3 foram representadas em um único gráfico. Na Fig. 8.8 apresenta-se para o concreto C25d25F22 essas curvas médias obtidas, conforme descrito no item 8.1.1.

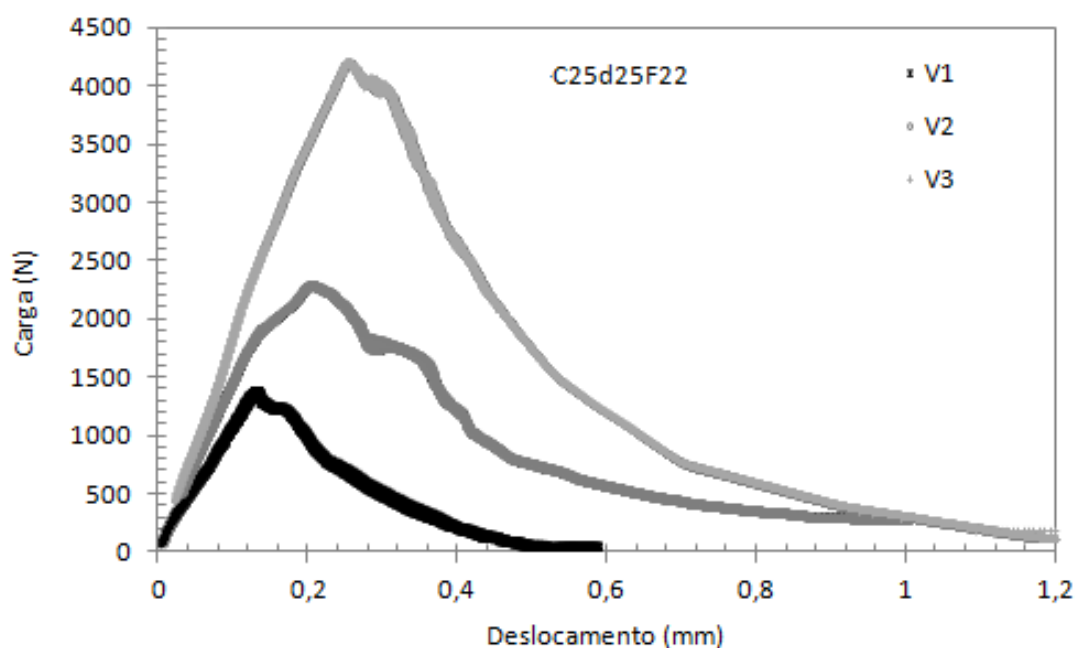


Figura 8.8: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d25F22

Observa-se que, com o aumento do tamanho da viga, mais acentuada é a inclinação do ramo descendente, sendo este resultado uma consequência direta do efeito escala na ductilidade estrutural.

Para acentuar essa observação as curvas médias foram normalizadas. A normalização do ramo descendente das curvas foi realizada dividindo-se todas as cargas obtidas pelo valor da carga máxima aplicada (carga de pico) e todos os deslocamentos pelo deslocamento correspondente ao ponto de carga máxima. A Fig. 8.9 apresenta essas curvas para o concreto C25d25F22.

Observa-se que a viga V3 teve um deslocamento menor em relação às demais demonstrando uma maior fragilidade. As vigas V1 e V2 apresentaram deslocamentos similares. Esse fato foi observado na maioria dos concretos ensaiados o que leva a imaginar que para essa análise o aumento de 50 mm para 100 mm na altura da seção transversal não foi significativo. Uma possibilidade teria sido ampliar a proporção das vigas, por exemplo 50 mm, 150 mm, e 300 mm. No entanto, não seria viável executar ensaios em vigas de 300 mm de altura devido às limitações impostas pelo

equipamento utilizado no laboratório.

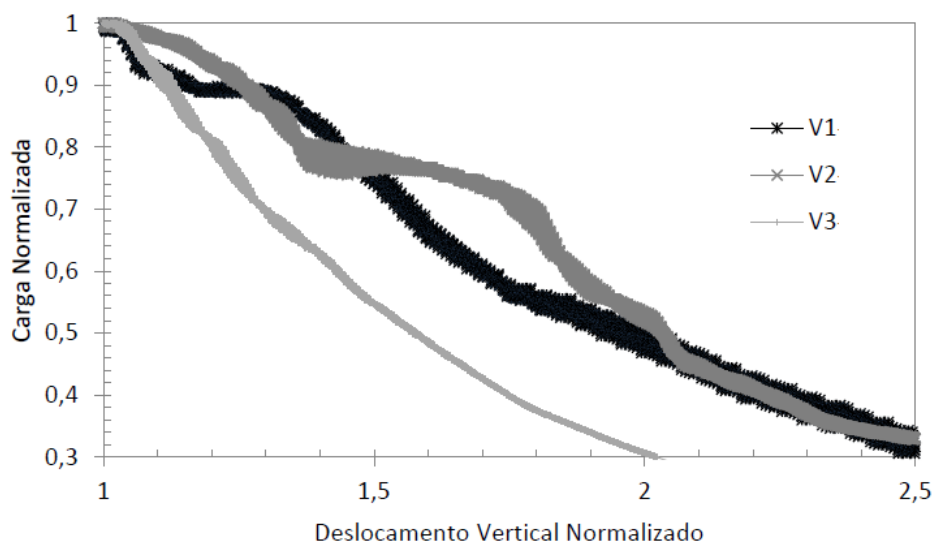


Figura 8.9: Comportamento pós-pico normalizado - Concreto C25d25F22

Calculando-se as áreas sob as curvas carga-deslocamento apresentadas na Fig. 8.8, obtiveram-se os valores do trabalho realizado iguais a 312,4 Nmm, 947,68 Nmm e 2577,05 Nmm, respectivamente, para as vigas V1, V2 e V3. Usando esses valores e a Eq. 8.2, obtêm-se as respectivas energias de fratura G_F , conforme Tab. 8.1. Observa-se que ocorre um aumento de energia de fratura com o aumento do tamanho da peça. Esse fato foi observado por Nallathambi apud Karihaloo (1995), Gettu et al. (1990) e também por Hillerborg (1983) após realizar mais de 700 ensaios de flexão em três pontos em vigas.

$$Energia = \frac{\text{Area sob a curva carga - deslocamento}}{B \cdot (D - a_0)} \quad (8.2)$$

Tabela 8.1: Energia de Fratura (G_F), Tenacidade (G_c) e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d25F22

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	312,4	112,21	9,38	8,09
V2	100	947,68	189,84	14,06	7,64
V3	200	2577,05	261,90	23,80	5,35

A razão para variação de G_F com o aumento do tamanho das vigas se deve à hipótese assumida na Eq. 8.2 de que todo o trabalho realizado pela carga externa é revertido totalmente para a propagação estável da trinca.

A tenacidade (G_c), também foi calculada com o intuito de verificar à sua variação com o aumento do tamanho da viga. O valor de G_c foi obtido usando a Eq. 8.3 em que a tenacidade à fratura, K_{IC} (Eq. 8.4) foi determinada utilizando a carga máxima, P_{max} , obtida no ensaio de flexão em três pontos, e a função geométrica (Eq. 8.5) relacionada com este ensaio.

$$G_c = \frac{K_{IC}^2}{E} \quad (8.3)$$

$$K_{IC} = \frac{6 \cdot Y\left(\frac{a}{D}\right) \cdot \frac{P_{max} \cdot S}{4} \cdot \sqrt{a_0}}{B \cdot D^2} \quad (8.4)$$

$$Y\left(\frac{a}{D}\right) = Y(\alpha) = \frac{[1,99 - \alpha \cdot (1 - \alpha) \cdot (2,15 - 3,93 \cdot \alpha + 2,7 \cdot \alpha^2)]}{(1 + 2 \cdot \alpha) \cdot (1 - \alpha)^{3/2}} \quad (8.5)$$

A Fig. 8.10 ilustra a variação de G_F e G_c com a altura dos corpos-de-prova (D).

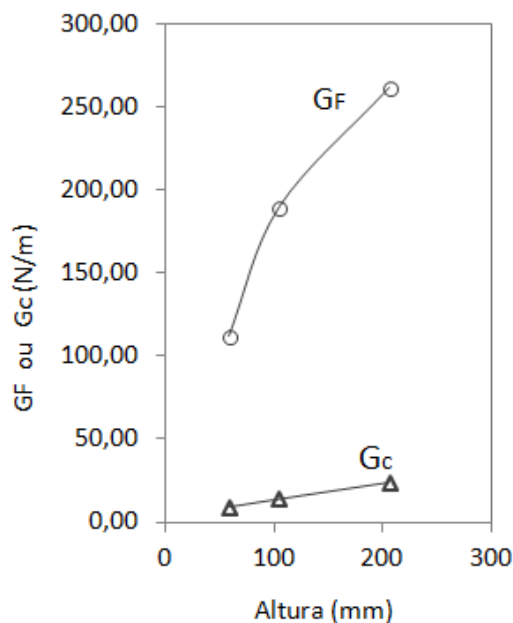


Figura 8.10: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova

Pela Fig. 8.10, observa-se que os valores de G_F são muito superiores aos valores de G_c e que ambos os valores aumentam com o aumento do tamanho da peça. O aumento de G_c com o aumento do tamanho da peça comprova a hipótese de que o concreto não é um material frágil, uma vez que para estes materiais a tenacidade é um valor constante.

Por outro lado, a grande variação entre a energia de fratura (G_F) e a tenacidade (G_c) para o mesmo concreto e para as mesmas vigas, pode ser justificada pelas hipóteses que (I) todo o trabalho produzido pelo carregamento externo é transferido para a propagação estável da trinca e que (II) a energia requerida para corpos de prova maiores é independente da geometria do corpo de prova e da configuração do carregamento.

Para a primeira hipótese, Planas et al. (1997) observou que outros processos consomem parte do trabalho produzido para a propagação estável da trinca (esmagamento nos apoios e no ponto de aplicação de carga, energia para movimentar

a máquina, perdas térmicas, tortuosidade do caminho da trinca, dentre outros processos relacionados com a heterogeneidade do concreto), de modo que essa primeira hipótese é quase impossível de ser satisfeita na prática. Assim, o valor de G_F é majorado em função do trabalho realizado (Área sob a curva carga - deslocamento) e da área de contato dos lados do corpos de prova ($B \cdot (D-a_0)$).

Em relação a segunda hipótese, observa-se que ela é satisfeita somente quando a MFEL é válida. Essa conclusão foi obtida por Hillerborg (1983), onde, com base na teoria não-linear de fratura do concreto, o método de trabalho de fratura somente atinge valores constantes quando são ensaiadas vigas de 2 a 6 m de altura, com entalhes da ordem de 200 a 400 mm.

Em função dos argumentos apresentados acima, o código modelo (CEB-FIP CODE (1993)) tabulou alguns valores de G_F para ser utilizado como referência de ordem de grandeza, levando em consideração somente o diâmetro máximo do agregado graúdo. Esses valores de referência são apresentados na Tab. 8.2 e observa-se que os valores obtidos para G_F encontram-se nas faixas apresentadas.

Tabela 8.2: Energia de Fratura G_F de referência apresentada pelo código modelo (CEB-FIP CODE (1993))

Diâm.	Máx.	Agreg.	Classe de Resistência				
			C20	C30	C40	C50	C60
	mm						
	8		40	50	60	70	75
	16		60	75	90	100	110
	32		105	130	150	170	190

Com o intuito de ampliar a discussão sobre ductilidade estrutural utilizou-se o número de fragilidade (S_e), proposto por Carpinteri (1982), dado pela Eq. 8.6

$$S_e = \frac{G_F}{f_t \cdot D} \quad (8.6)$$

onde f_t é a resistência à tração do concreto.

Pelos presente ensaios para o concreto C25d25F22 observa-se que S_e reduz com o aumento da altura da viga, indicando aumento da fragilidade estrutural.

A análise dimensional usada por Carpinteri (1982) para propor a Eq. 8.6 foi baseada na diferença física de duas propriedades intrínsecas do concreto, denominada resistência e tenacidade. Resistência é expressa em força por unidade de área ou energia por unidade de volume, enquanto tenacidade é energia por unidade de área. Assim, a razão de energia (S_e) mostrada, inclui uma escala dimensional do corpo-de-prova (D) para gerar um valor adimensional. Essa proposta se baseia no fato de que, o que caracteriza a fragilidade ou ductilidade da estrutura não são os valores individuais de G_F e D mas sua função adimensional (S_e). Seguindo essa referência, Karihaloo (1995) concluiu que as tendências em função do tamanho do entalhe, altura e vão livre podem ser todas representadas por S_e e afirma que à medida que ocorre um aumento da altura da viga, o valor de S_e tende a decrescer. Essa resposta obtida por métodos convencionais para obter a curva P-Delta, equivale aos resultados obtidos no presente trabalho utilizando o DIC.

Uma outra maneira para melhorar a visualização desse efeito e relacioná-lo com o número de fragilidade (S_e) consiste na adimensionalização das curvas Carga x CMOD, conforme mostrado na Fig. 8.11. Para efetuar essa adimensionalização os valores de carga foram divididos por $f_t \cdot D^2$ e os deslocamentos foram divididos por $10^3 \times D$. Verifica-se que quanto menor a dimensão característica da viga, maiores são os deslocamentos obtidos, revelando-se, portanto, um comportamento mais dúctil.

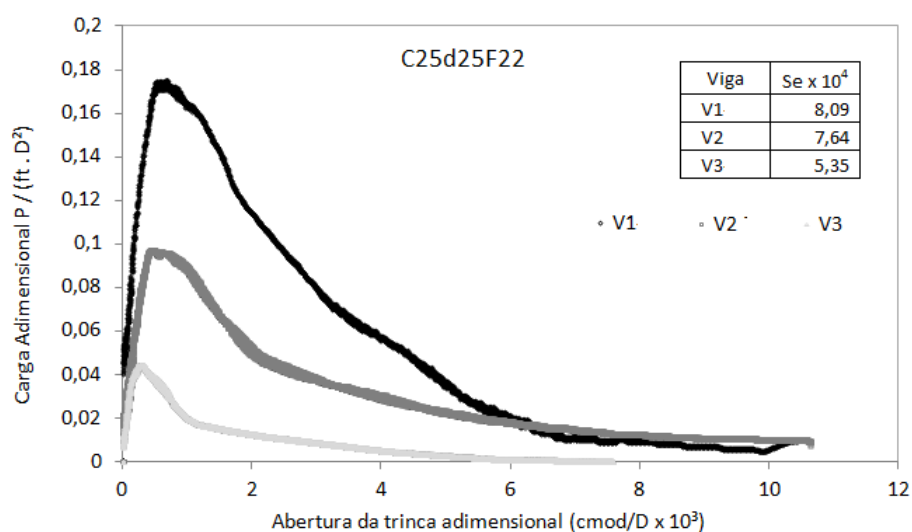


Figura 8.11: Resposta Estrutural Carga adimensional versus Deslocamento adimensional e número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d25F22

Analisando somente o ramo descendente da curva Carga x CMOD normalizada (Fig. 8.12), observa-se que as mesmas conclusões obtidas para a curva Carga x Deslocamento Vertical podem ser realizadas. A viga V1 não conseguiu representar muito bem a ductilidade, tendo um comportamento similar à viga V2.

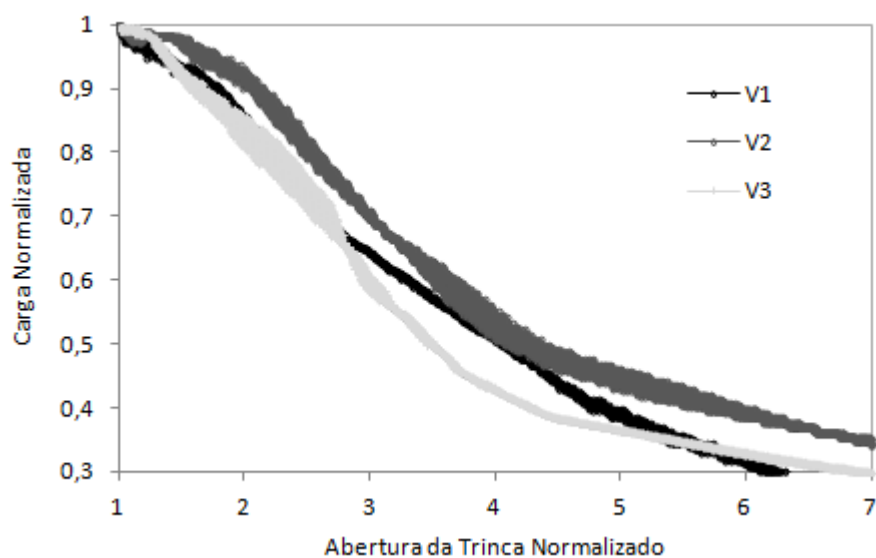


Figura 8.12: Curva Carga x CMOD normalizado - Ramo de descendente - Concreto C25d25F22

O estudo apresentado acima foi realizado para os demais tipos de concreto, sendo observado comportamentos similares. Para realizar a análise comparativa entre os tipos de concreto, optou-se por utilizar como curvas representativas das vigas, os gráficos carga x deslocamento vertical. Com isso essas curvas são apresentadas nas Figs. 8.13, 8.14, 8.15, 8.16, 8.17, 8.18, 8.19.

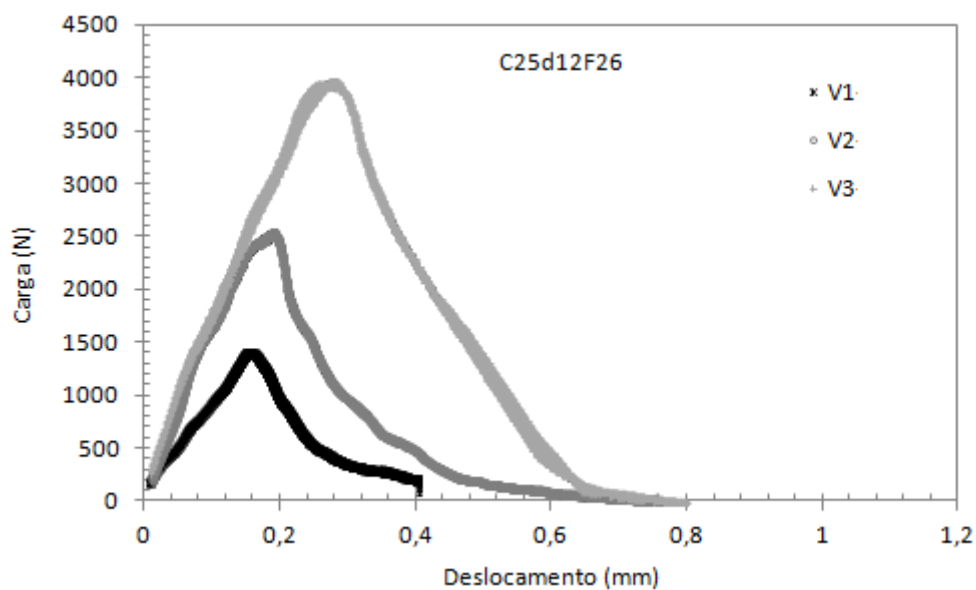


Figura 8.13: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d12F22

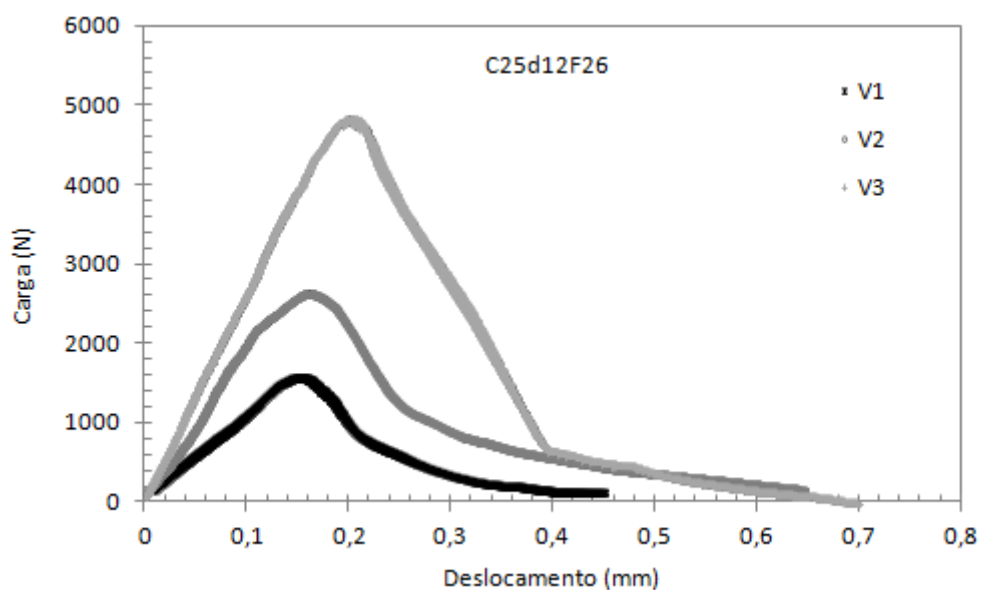


Figura 8.14: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d12F26

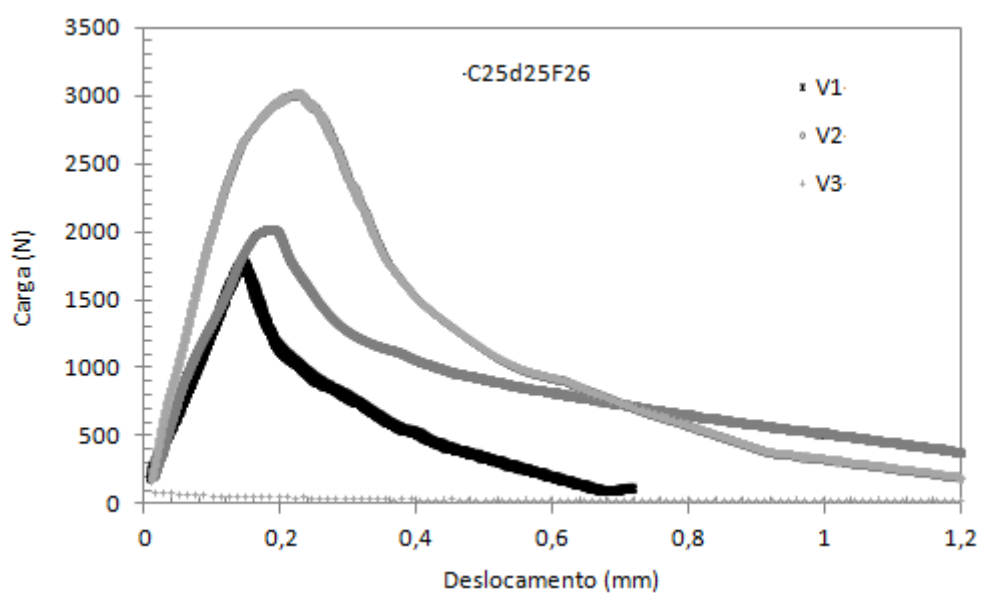


Figura 8.15: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C25d25F26

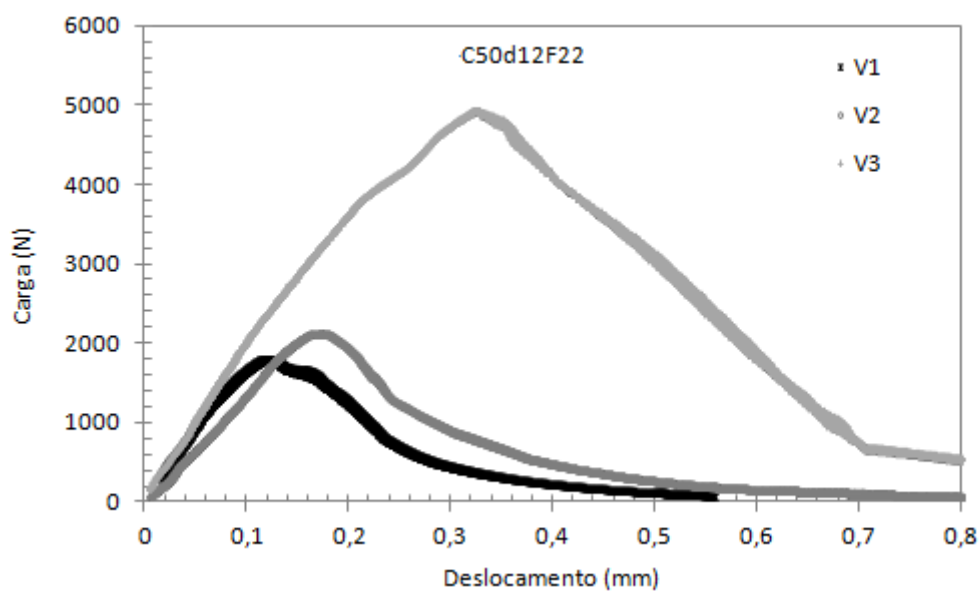


Figura 8.16: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d12F22

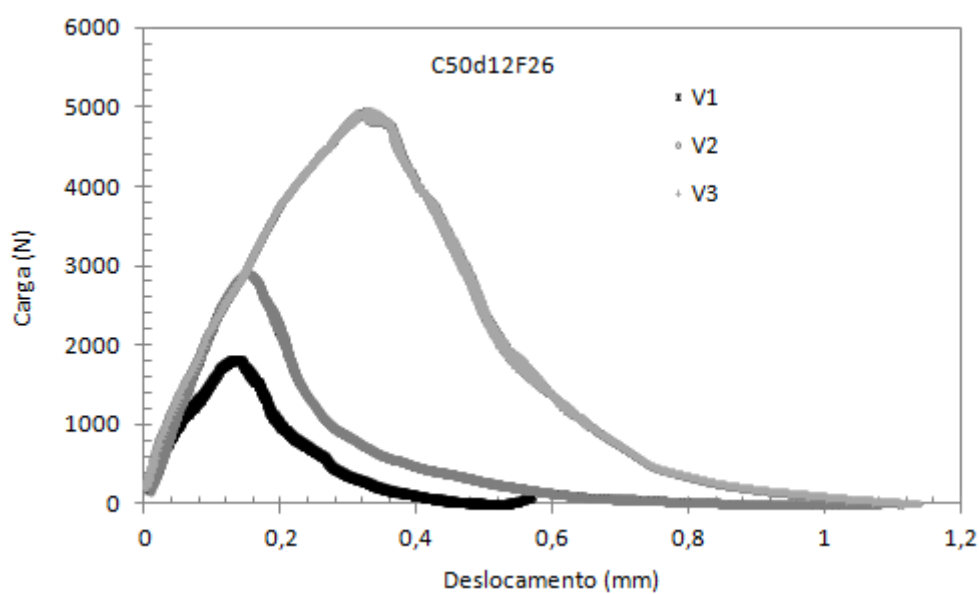


Figura 8.17: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d12F26

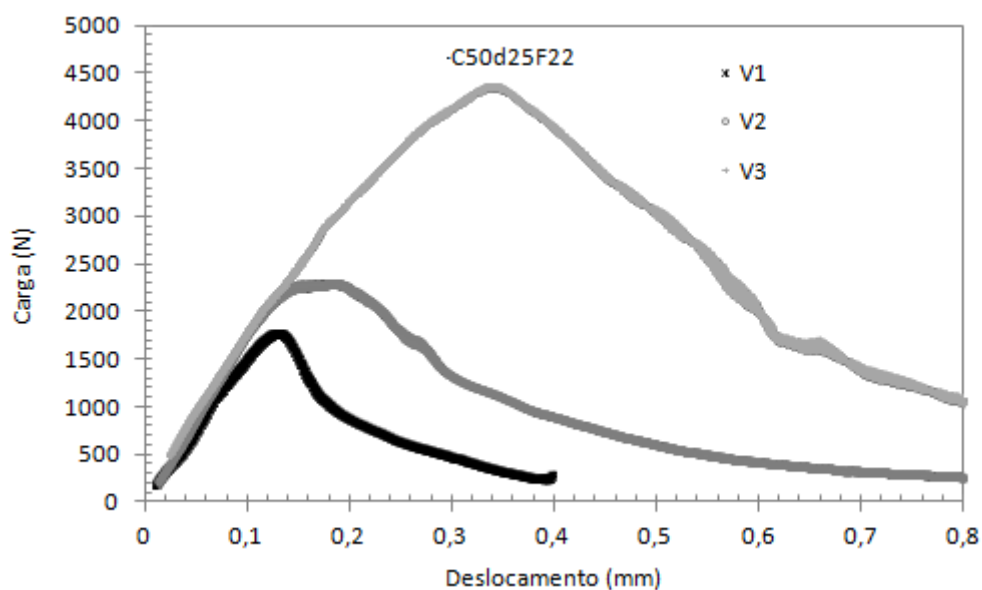


Figura 8.18: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d25F22

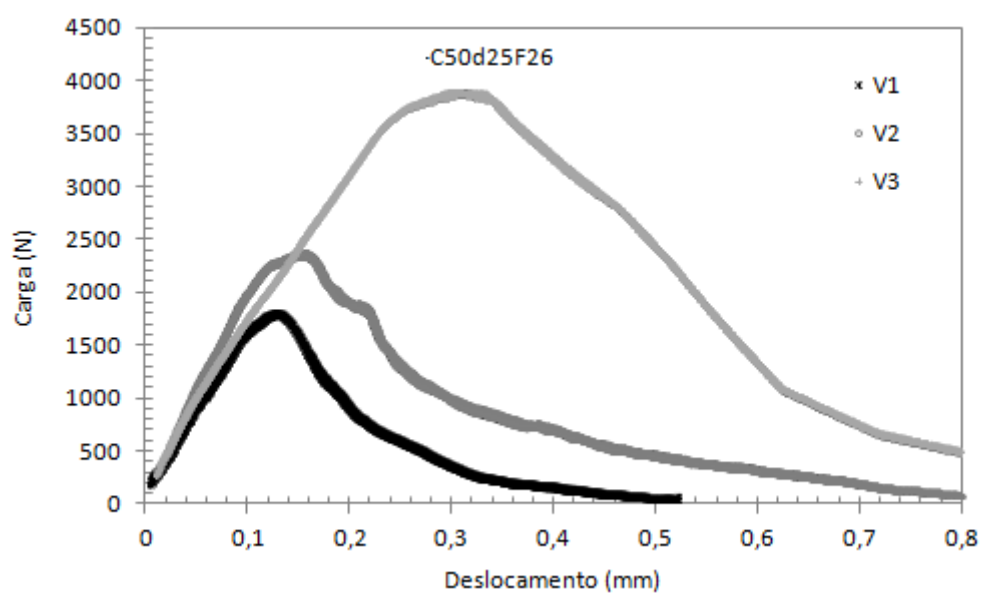


Figura 8.19: Curvas Carga x Deslocamento obtidas experimentalmente para o concreto C50d25F26

As Tabs. 8.3, 8.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 apresentam as áreas sob as curvas carga-deslocamento, os valores das energias de fratura G_F , da tenacidade G_c e o número de fragilidade de todos os tipos de concreto e as Figs. 8.20, 8.21, 8.22, 8.23, 8.24,

8.25 e 8.26 ilustram a variação de G_F e G_c com a altura dos corpos-de-prova (D).

Tabela 8.3: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d12F22

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	260,95	93,73	8,80	6,05
V2	100	574,17	115,02	15,84	4,14
V3	200	1998,74	203,12	19,63	3,17

Tabela 8.4: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d12F26

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	284,83	102,31	10,99	6,28
V2	100	637,47	127,70	25,78	4,37
V3	200	1551,56	157,68	33,65	2,74

Tabela 8.5: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C25d25F26

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	470,63	169,05	17,13	14,1
V2	100	1185,17	226,11	12,05	10,6
V3	200	2002,83	244,25	13,77	5,78

Tabela 8.6: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d12F22

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	384,24	140,44	13,00	7,87
V2	100	761,23	158,59	12,07	5,07
V3	200	2164,86	196,09	27,32	2,85

Tabela 8.7: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d12F26

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	219,37	78,80	15,81	4,40
V2	100	477,03	99,38	23,03	3,22
V3	200	1870,07	190,05	32,20	3,00

Tabela 8.8: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d25F22

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	321,40	115,44	15,37	6,89
V2	100	874,21	175,12	14,07	5,83
V3	200	2263,88	230,07	25,71	3,88

Tabela 8.9: Energia de Fratura G_F , Tenacidade G_c e Número de fragilidade (S_e) para o concreto C50d25F26

Viga	Altura - D) (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia G_F (N/m)	Tenacidade G_c (N/m)	S_e x 10^{-4}
V1	50	240,60	86,42	12,91	5,09
V2	100	528,76	108,00	12,45	3,61
V3	200	1983,54	201,58	16,93	3,36

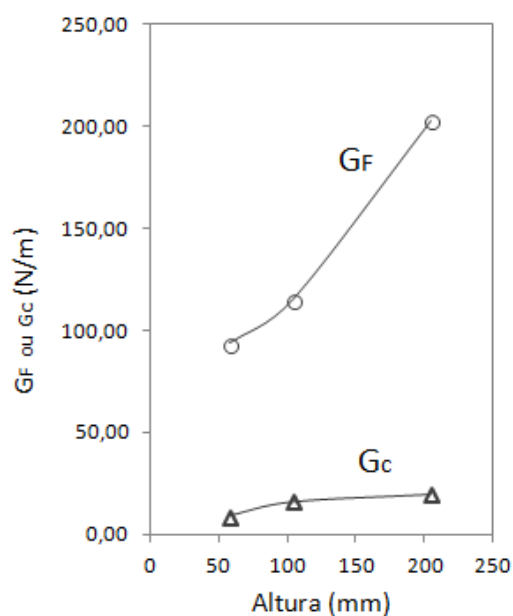


Figura 8.20: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C25d12F22

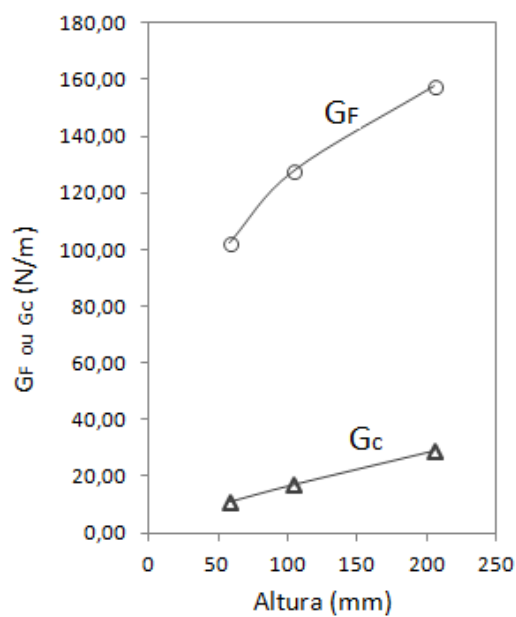


Figura 8.21: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C25d12F26

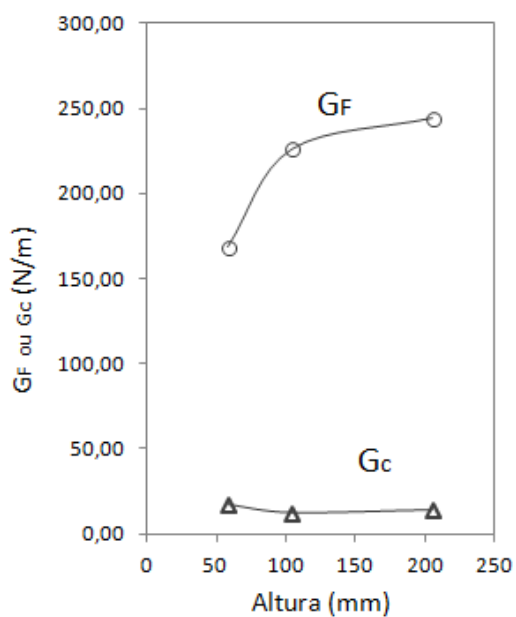


Figura 8.22: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C25d25F26

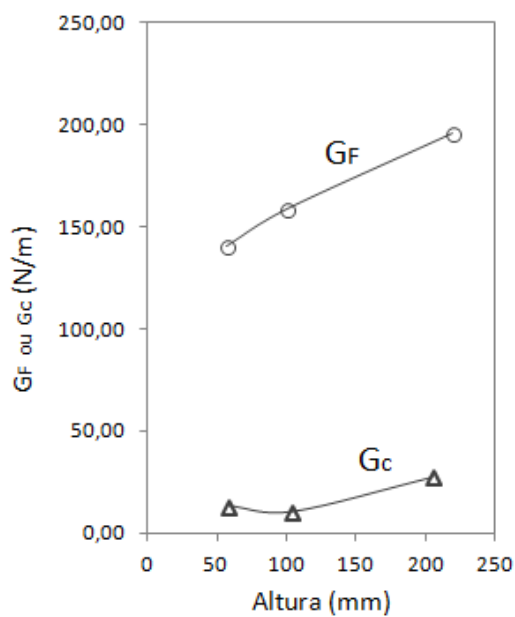


Figura 8.23: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d12F22

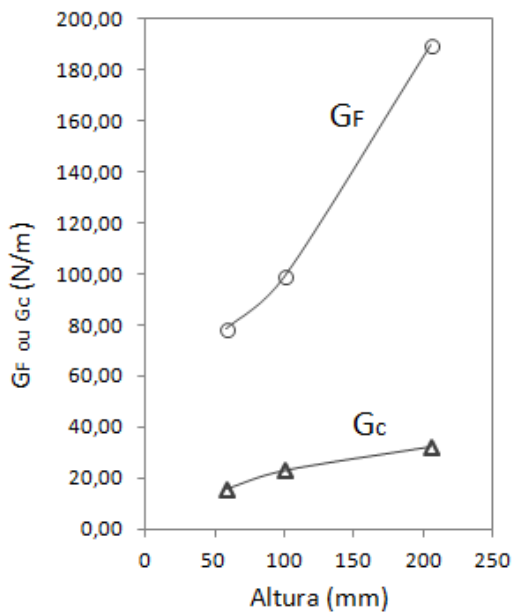


Figura 8.24: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d12F26

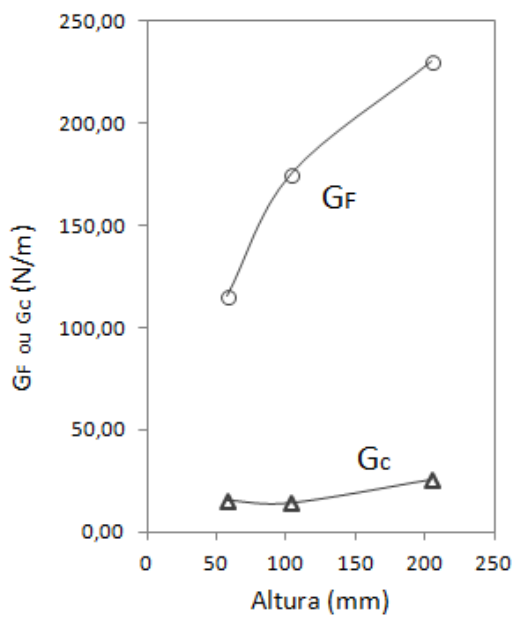


Figura 8.25: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d25F22

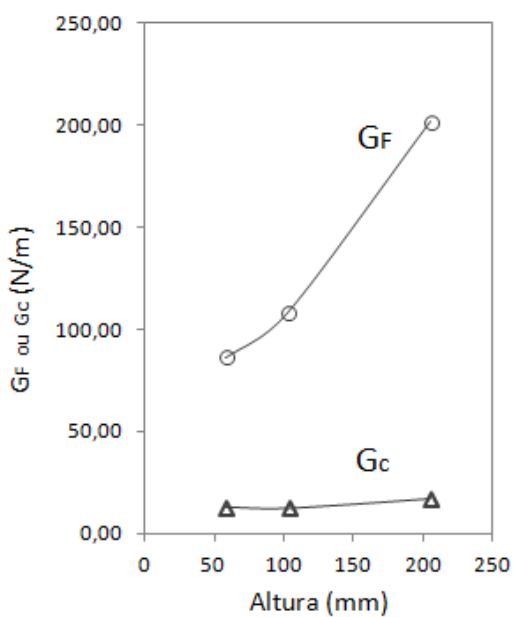


Figura 8.26: Variação da Energia de Fratura (G_F) e da tenacidade (G_c) com a altura dos corpos-de-prova - C50d25F26

Capítulo 9

Resultados e Discussão: Emissão Acústica

*“Com o conhecimento
nossas dúvidas aumentam”*

(Johann Goethe)

9.1 Dissipação de Energia

De acordo com a teoria da mecânica da fratura, a fratura do material ocorre com a liberação de energia de deformação, que é consumida pela nucleação de novas superfícies externas (fissuras) e pela emissão de ondas elásticas. Essas ondas elásticas podem ser captadas por meio do ensaio de emissão acústica (EA) como apresentado no item 4.9. Os sinais de EA são detectados como movimentos dinâmicos da superfície do material e convertidos em pulsos elétricos. Os principais sinais de EA utilizados para se detectar a formação de microtrincas e a propagação de macrotrincas são: a amplitude máxima de cada evento, a energia, a duração do evento, e o número de eventos (hits).

Nos ensaios de flexão em três pontos foram afixados, transdutores piezométricos, conforme Fig. 4.38 e esses sinais foram medidos.

Analisando o número de hits acumulado, constata-se que antes da propagação da trinca principal, ocorre um número reduzido de eventos (hits), indicando a formação de microtrincas na matriz. Durante a propagação da trinca principal, ocorre uma

taxa elevada de hits (acima de 100 hits por segundo). Na Fig. 9.1 apresenta-se o número de hits acumulado x tempo e a carga x tempo para a viga V2 do concreto C25d25F26. Na Fig. 9.2 apresentam-se as imagens para cada instante marcado na Fig. 9.1.

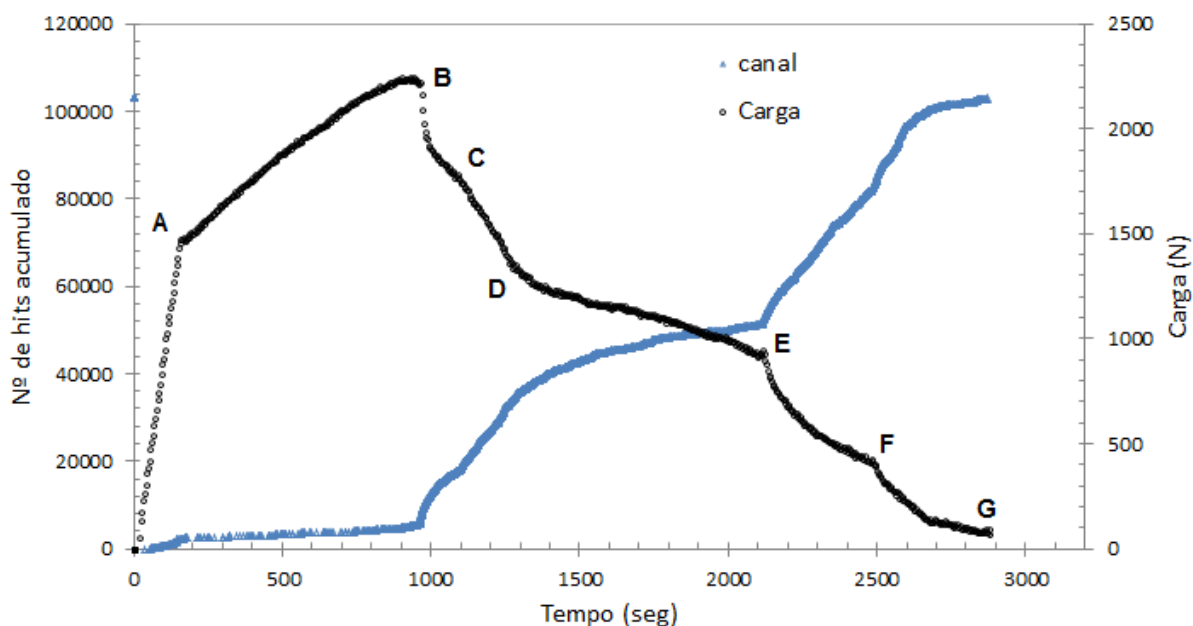
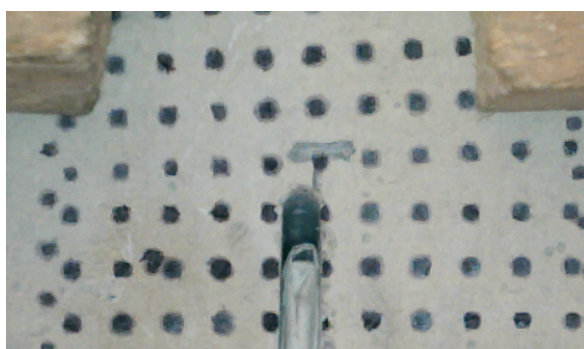
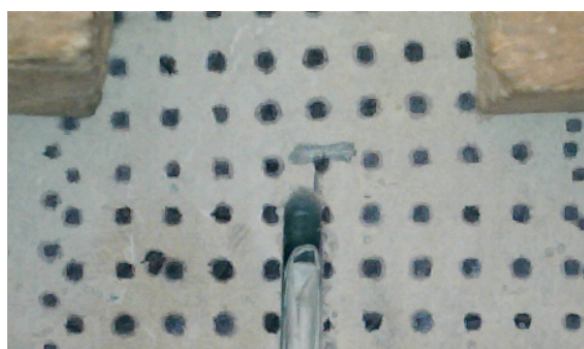


Figura 9.1: Número de Hits acumulado para a viga V2 do concreto C25d25F26

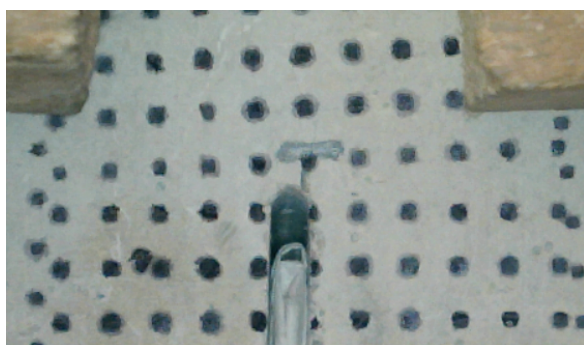
Observa-se pela Fig. 9.1 que ocorre um primeiro aumento do número de hits à uma carga de 1450 N (64% da carga de pico - ponto A). De acordo com Mihashi e Nomura (1996), aproximadamente à partir de 67% da carga de pico as microtrincas começam a se formar mais densamente na região próxima à ponta da trinca inicial. Um outro aumento significativo de eventos ocorre próximo a carga de pico (ponto B), indicando a propagação da trinca principal. Nesse instante ainda não é possível verificar visualmente a propagação da trinca para a viga V2, indicando que a propagação da mesma pode estar ocorrendo de dentro para fora do corpo de prova. Quando a carga atinge 80% pós-carga de pico, carga correspondente ao ponto C, ocorre uma pequena alteração na inclinação da curva de número de hits.



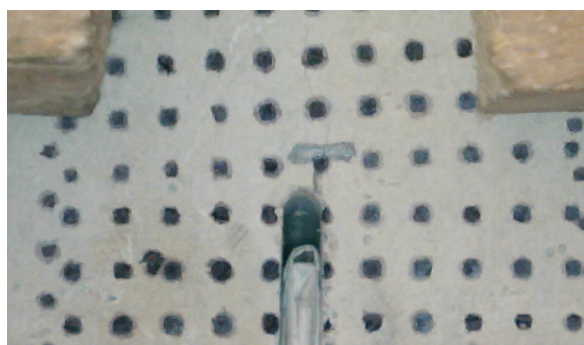
(a) Ponto A - 65% antes da carga de pico



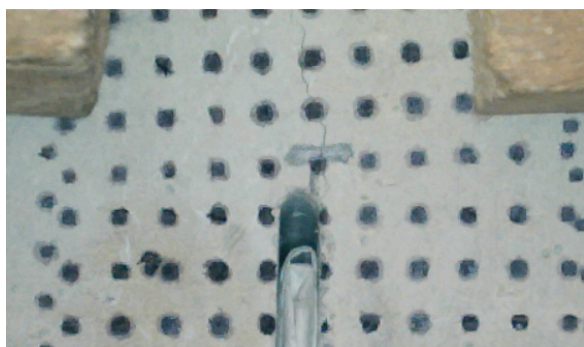
(b) Ponto B - 100% da carga de pico



(c) Ponto C - 80% pós-carga de pico



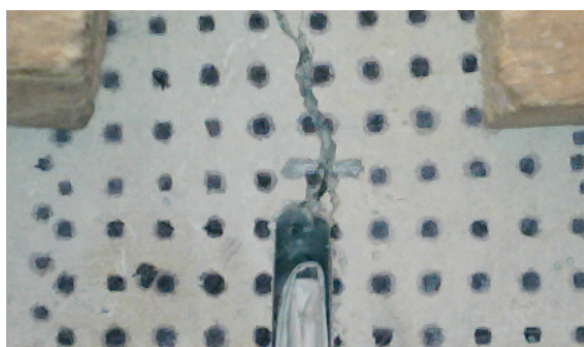
(d) Ponto D - 60% pós-carga de pico



(e) Ponto E - 40% pós-carga de pico



(f) Ponto F - 15% pós-carga de pico



(g) Ponto G - 5% pós-carga de pico

Figura 9.2: Imagens da viga V2 do concreto C25d25F26

Na imagem correspondente ainda não é possível ver a sombra da trinca na face externa da viga. No ponto D (60% pós-carga de pico) um novo salto no número de hits ocorre e a trinca passa a ser visível externamente. Nos pontos E, F e G (40%, 15% e 5% pós-carga de pico, respectivamente) a trinca amplia significativamente, bem como o número de hits correspondente.

Analisando os demais sinais de EA utilizados para detectar a formação de microtrincas e a propagação de macrotrincas, apresentam-se nas Figs. 9.3, 9.4, 9.5 e 9.6 para a viga V2 do concreto C25d25F26, as respostas destes sinais.

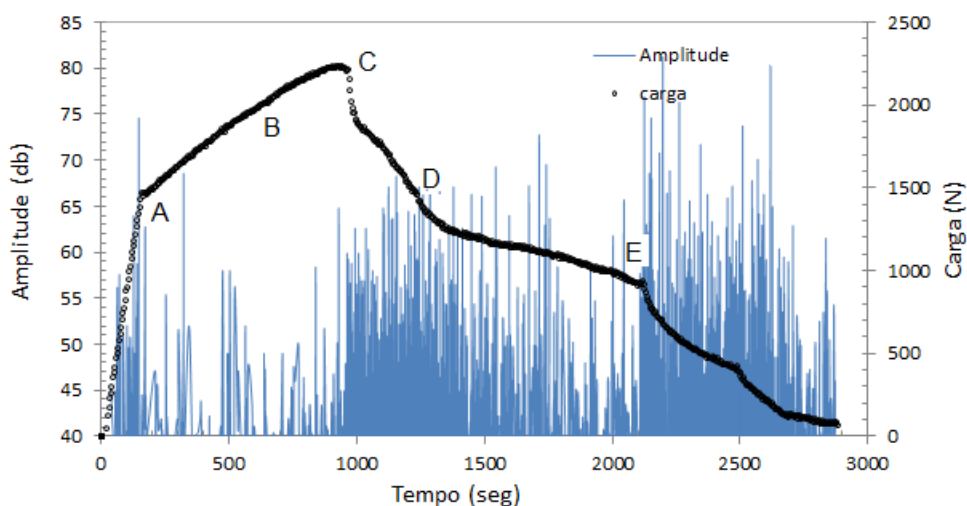


Figura 9.3: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Amplitude x Tempo

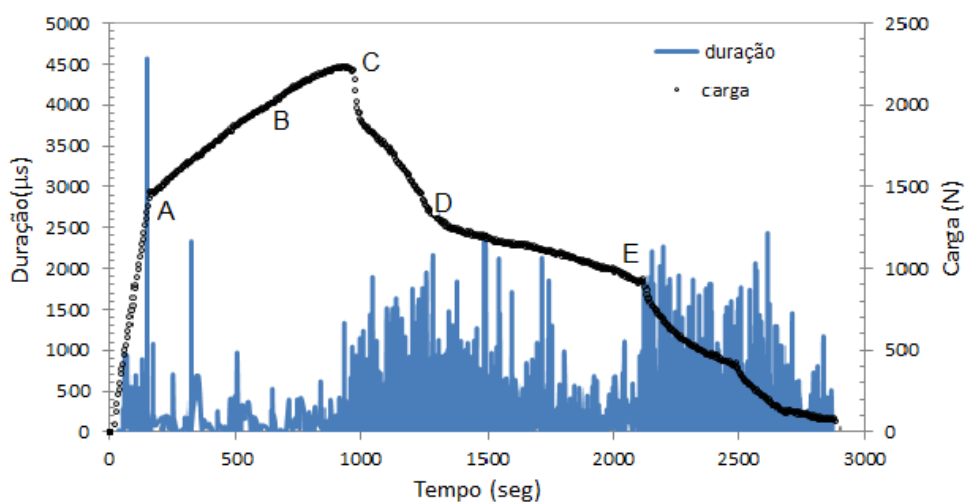


Figura 9.4: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Duração x Tempo

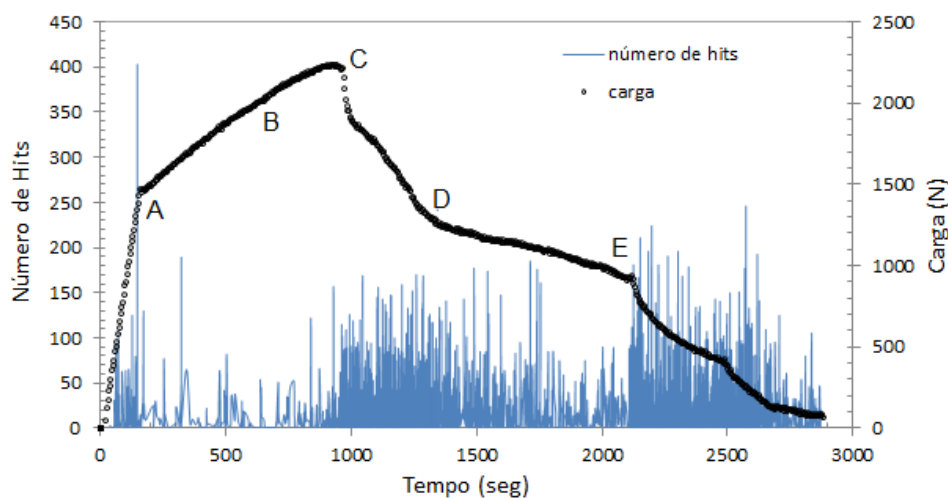


Figura 9.5: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Hits x Tempo

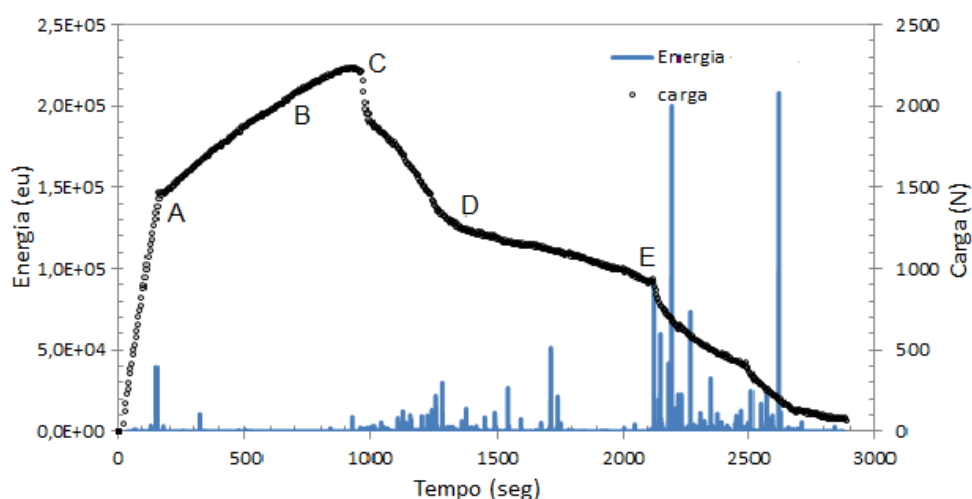


Figura 9.6: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Energia x Tempo

Nas Figs. 9.3, 9.4, 9.5 e 9.6 o ponto A mostra a ocorrência de uma elevada taxa de hits por segundo, associada a picos de amplitude, picos de duração e picos de energia indicando que a estrutura interna do material está sendo danificada. Entre o ponto A e o ponto B alguns sinais são captados mas sem nenhuma tendência clara. A partir do B observam-se picos de amplitude ocorridos em eventos de curta duração e elevada taxa de hits por segundo, indicando danos mais severos na estrutura interna do material. Do ponto B ao ponto C ocorre o processo de coalescência das microtrincas. Em relação à liberação de energia observa-se que é muito baixa até o ponto C, sendo

que a partir deste instante aumenta-se essa liberação. Do ponto C ao ponto D ocorre o início da propagação da trinca. A partir do ponto D, correspondente a aproximadamente 60% pós-carga de pico, observa-se uma tendência de queda tanto da amplitude, quanto da duração como do número de hits. Nesse instante a trinca passa a ser visível a olho nu conforme mostrado na Fig. 9.2. A partir do ponto E, uma nova tendência ocorre, principalmente no gráfico de energia, onde os maiores picos de energia liberada são observadas, caracterizando a ruptura final do concreto.

Com intuito de comparar os resultados da Emissão Acústica entre os concretos mais dúcteis e mais frágeis foi realizada análise similar à apresentada para a viga V2 do concreto C50d12F22. Esses resultados são apresentados sequencialmente nas Figs. 9.7, 9.8, 9.9, 9.10, 9.11 e 9.12.

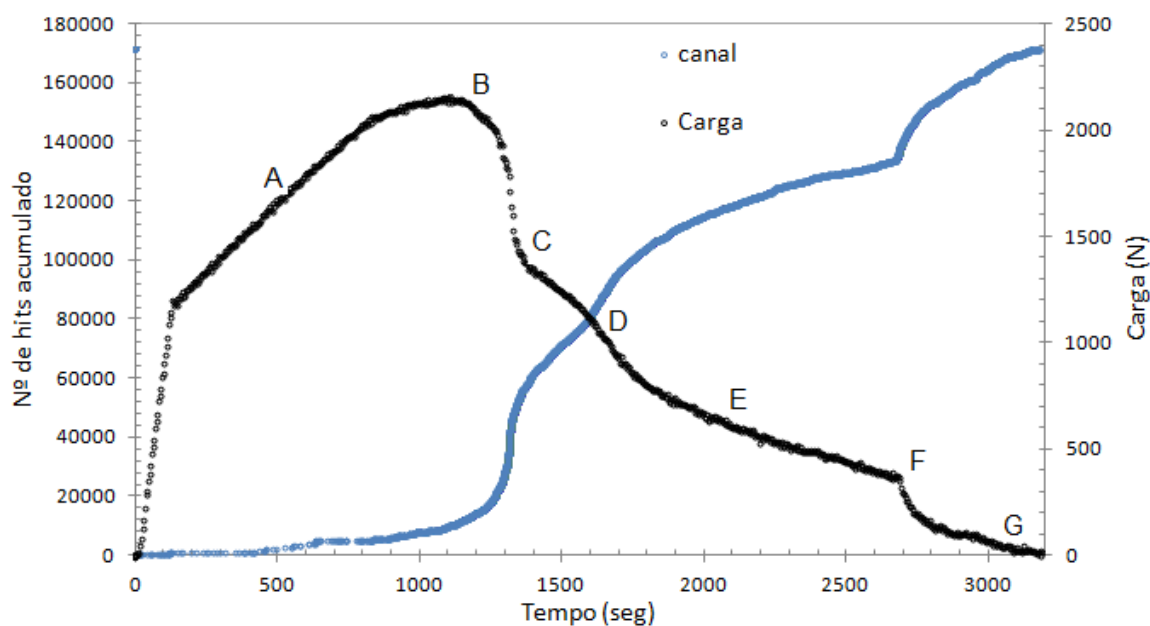


Figura 9.7: Número de Hits acumulado para a viga V2 do concreto C50d12F22



(a) Ponto A - 65% antes da carga de pico



(b) Ponto B - 100% da carga de pico



(c) Ponto C - 80% pós-carga de pico



(d) Ponto D - 60% pós-carga de pico



(e) Ponto E - 40% pós-carga de pico



(f) Ponto F - 15% pós-carga de pico



(g) Ponto G - 5% pós-carga de pico

Figura 9.8: Imagens da viga V2 do concreto C50d12F22

Observa-se na Fig. 9.7 que, do mesmo modo como ocorreu no concreto C25d25F26, houve um primeiro aumento do número de hits à uma carga próxima de 73% antes da carga de pico (ponto A). O segundo aumento significativo de eventos ocorre entre a carga de pico (ponto B) e 80% pós-carga de pico (ponto C). Neste intervalo observa-se uma queda acentuada da carga e um aumento brusco do número de hits. Neste concreto, por ser mais frágil que o concreto C25d25F26, a queda da carga ocorre de modo quase instantâneo, não sendo possível definir o ponto exato de aumento de hits. Em relação à imagem, no ponto C, já é possível observar a sombra da trinca na face externa da viga. Para esse concreto a sombra da trinca aparece antes que para o concreto mais dúctil, demonstrando que quanto mais frágil o concreto mais rapidamente a trinca atinge a face externa. Nos pontos D, E, F e G (60%, 40%, 15% e 5% pós-carga de pico, respectivamente) a trinca amplia significativamente, bem como o número de hits. Outra diferença observada entre os dois concretos é que quanto maior o número de hits acumulado, mais frágil é o concreto.

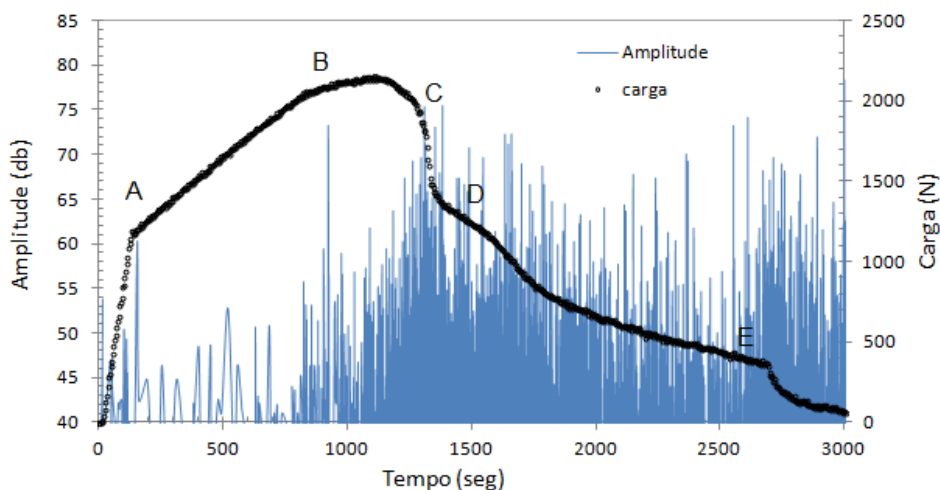


Figura 9.9: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Amplitude x Tempo

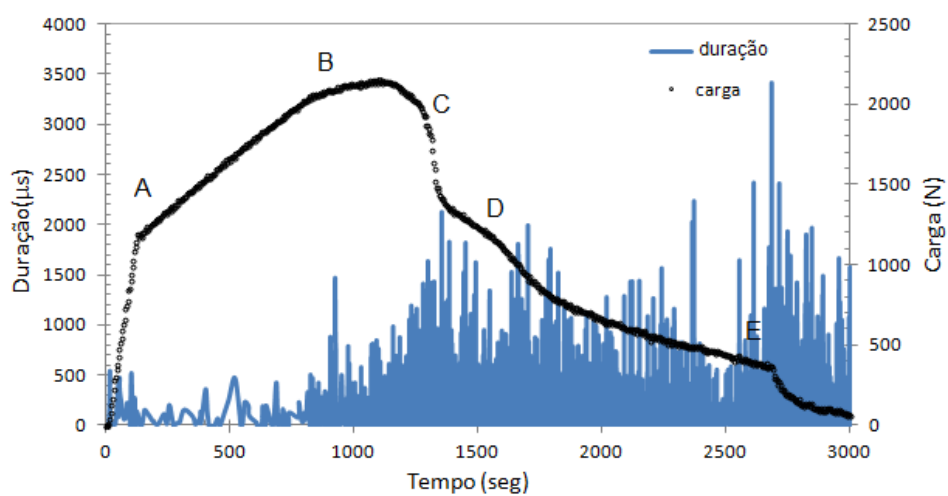


Figura 9.10: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Duração x Tempo

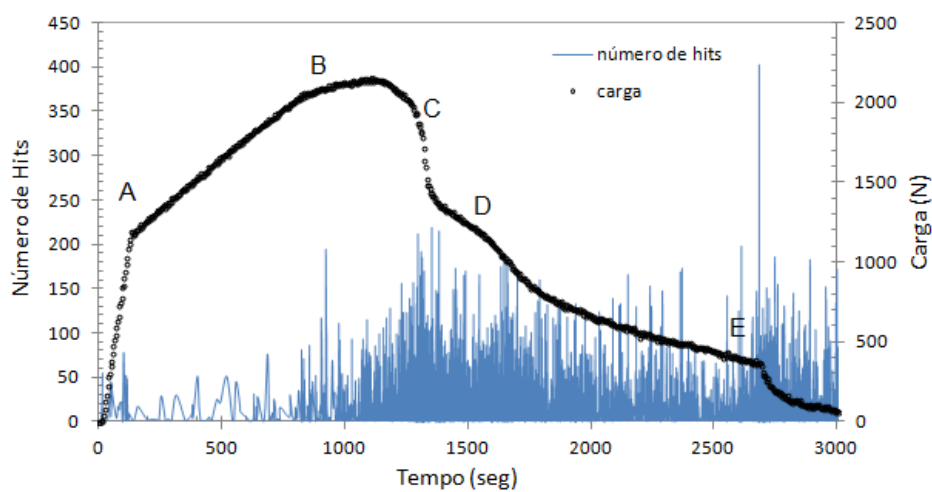


Figura 9.11: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Hits x Tempo

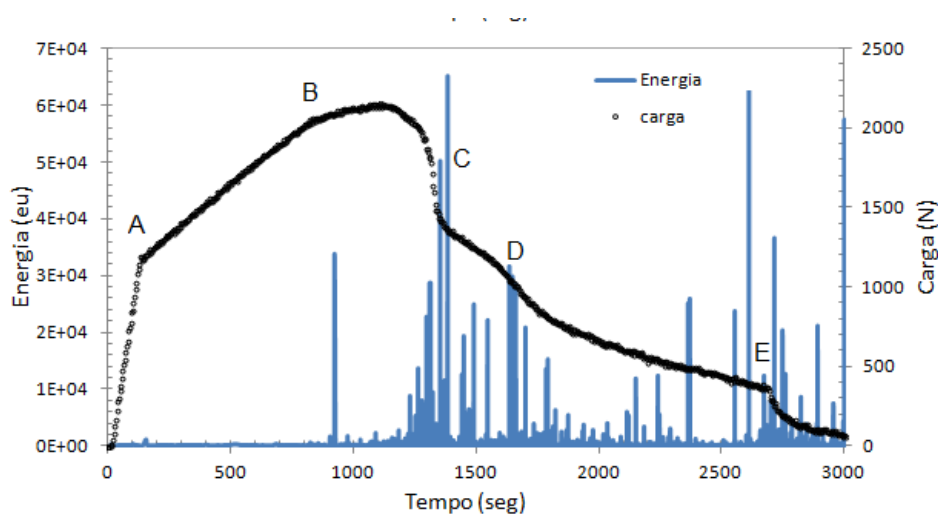


Figura 9.12: Sinais de EA - viga V2 do concreto C25d25F26 - Energia x Tempo

Nas Figs. 9.9, 9.10, 9.11 e 9.12 foram marcados os mesmos pontos apresentados nas Figs. 9.3, 9.4, 9.5 e 9.6, com o intuito de analisar os demais sinais da EA.

Observa-se no ponto A a ocorrência de uma elevada taxa de hits por segundo, associada a picos de amplitude, picos de duração e picos de energia indicando que a estrutura interna do material está sendo danificada. Diferentemente do concreto C25d25F26 a intensidade desses sinais foram menores. Entre o ponto A e o ponto B alguns sinais são captados mas sem nenhuma tendência clara. A partir do B observa-se picos de amplitude ocorridos em eventos de curta duração e elevada taxa de hits por segundo, indicando danos mais severos na estrutura interna do material. Do ponto B ao ponto C ocorre o processo de coalescência das microtrincas. Em relação à liberação de energia observa-se que a mesma é muito baixa durante o ensaio, sendo que no instante da ruptura aumenta-se essa liberação. Esse comportamento foi similar ao concreto C25d25F26. Do ponto C ao ponto D ocorre o início da propagação da trinca, onde a trinca já passa a ser visível externamente conforme mostrado na Fig.9.8. A partir do ponto D, que ocorre aproximadamente à 60% pós-carga pico, observa-se uma tendência de queda tanto da amplitude quanto da duração e do número de hits. A partir do ponto E, uma nova tendência ocorre, principalmente no gráfico de energia, onde os maiores picos de energia liberada são

observados, caracterizando a ruptura do concreto.

Essas análises foram realizadas para os demais concretos e na Tab. 9.1 apresenta-se o valor do número de hits e energia acumulada, do início do ensaio até o colapso da viga, para todos os concretos levando em consideração a viga V2.

Tabela 9.1: Tipo de concreto e respostas dos sinais de EA para as vigas V2

Concreto	N° de Hits	Energia
C25d12F22	20.308	9.030.367
C25d12F26	16.774	7.273.333
C25d25F22	14.392	1.505.689
C25d25F26	9.305	950.504
C50d12F22	90.095	31.011.672
C50d12F26	83.431	21.798.866
C50d25F22	49.830	18.981.502
C50d25F26	33.440	16.139.774

Observa-se que quanto mais frágil o concreto, maior é o número de hits acumulados e maior é a energia acumulada.

9.1.1 Efeito de Escala e Dissipação de Energia

Para analisar os sinais EA obtidos em relação ao tamanho do corpo de prova, apresentam-se nas Figs. 9.13, 9.14 e 9.15 as amplitudes normalizadas em função da carga máxima (A/A_{max}) x tempo normalizado (t/t_{max}) e cargas normalizadas em função da carga máxima ($Carga/Carga_{max}$) x tempo normalizado (t/t_{max}) para o canal 2 (mais próximo à ponto da entalhe), para cada um dos três tamanhos das vigas do concreto C25d25F26.

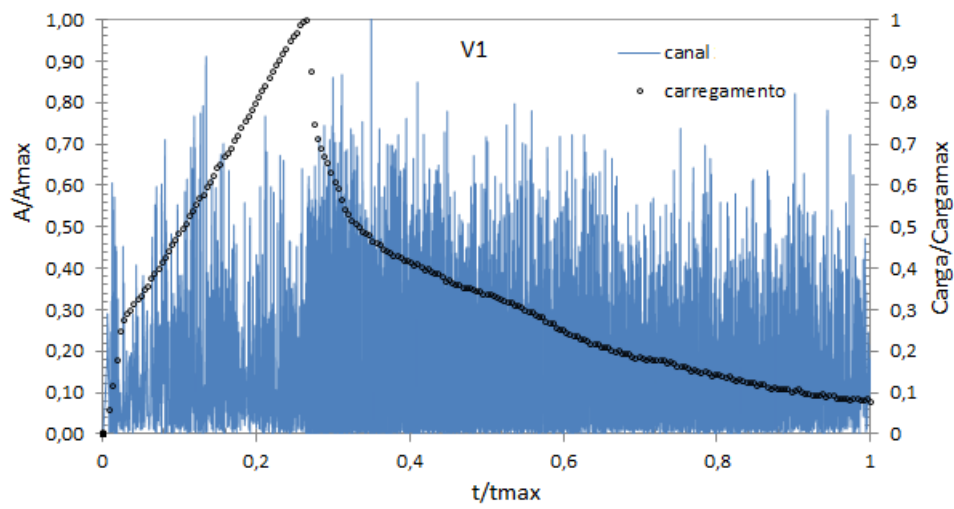


Figura 9.13: Amplitudes dos eventos de EA - viga V1 do concreto C25d25F26

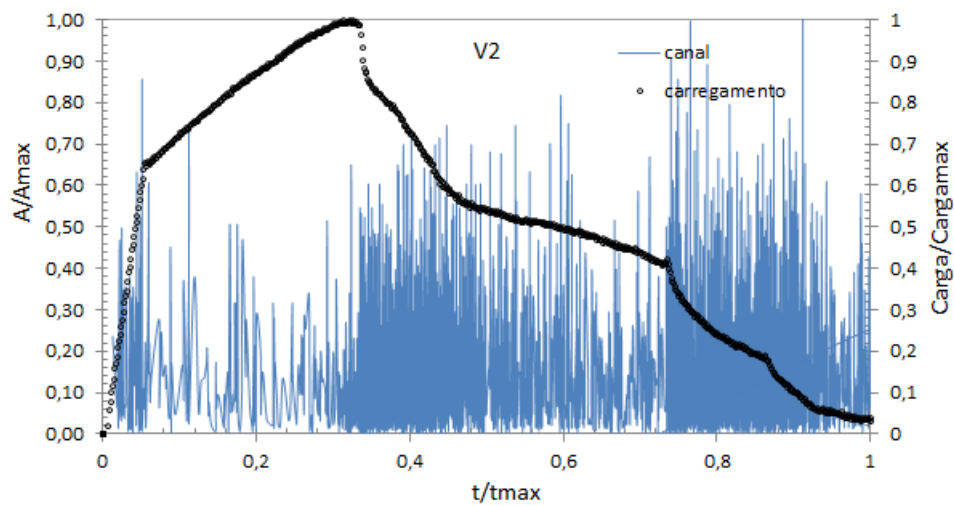


Figura 9.14: Amplitudes dos eventos de EA - viga V2 do concreto C25d25F26

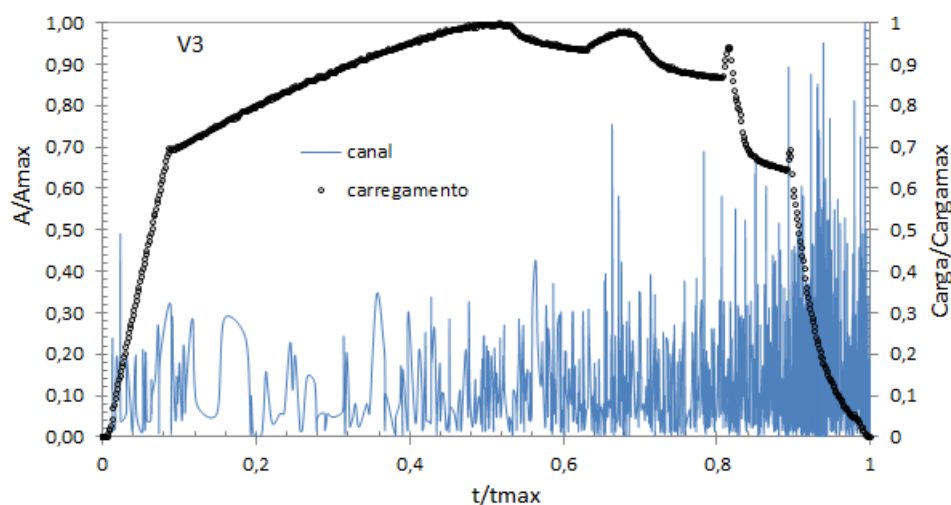


Figura 9.15: Amplitudes dos eventos de EA - viga V3 do concreto C25d25F26

É possível observar nas Figs. 9.13, 9.14 e 9.15 que, à medida que se aumenta o tamanho das vigas, a quantidade de picos de amplitude se reduz. Esse fato serve para caracterizar o efeito de escala, uma vez que quanto mais dúctil o comportamento do material maior o número de eventos acústicos antes da fratura total do corpo de prova.

Esse resultado também foi observado para os demais concretos elaborados nesta tese. Nas Figs. 9.16, 9.17 e 9.18 apresentam-se as amplitudes obtidas para cada um dos três tamanhos das vigas do concreto C50d12F22, que foi o mais frágil de todos os concretos estudados. Observa-se que, para um mesmo tamanho de viga, o concreto C50d12F22 possui menos eventos, com maiores amplitudes percentuais do que o concreto C25d25F26. Esse resultado está de acordo com os resultados apresentados por Chen e Liu (2007).

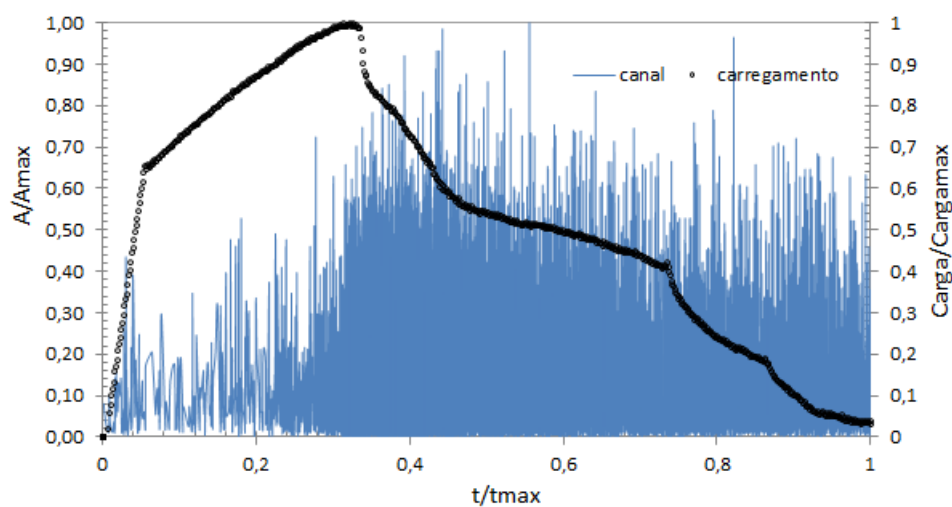


Figura 9.16: Amplitudes dos eventos de EA - viga V1 do concreto C50d12F22

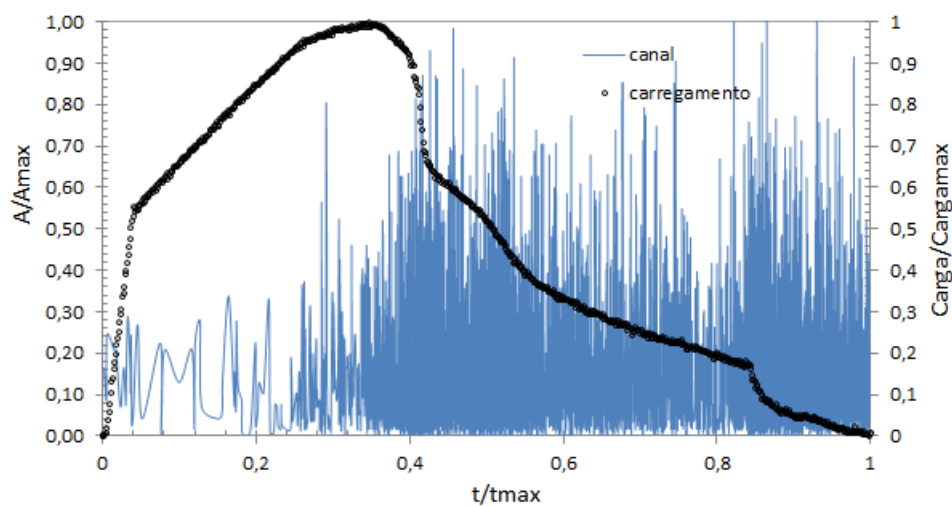


Figura 9.17: Amplitudes dos eventos de EA - viga V2 do concreto C50d12F22

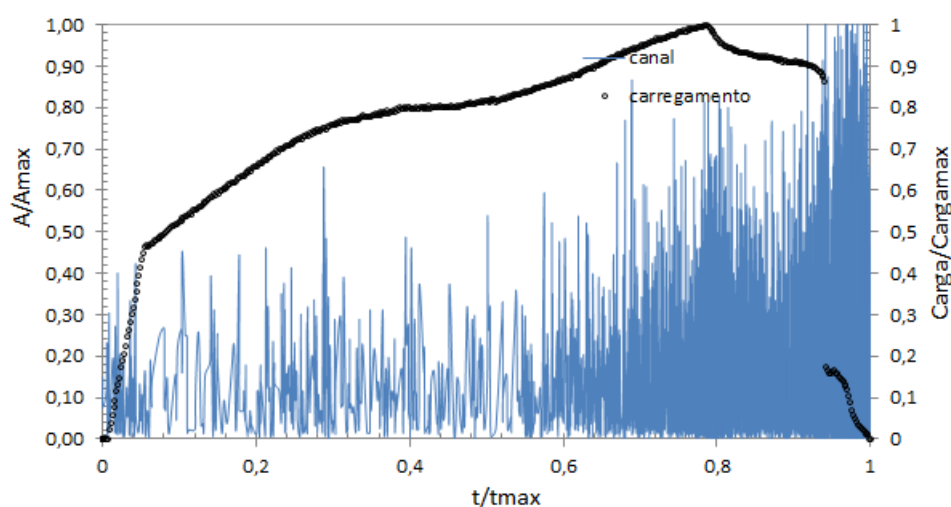


Figura 9.18: Amplitudes dos eventos de EA - viga V3 do concreto C50d12F22

Para analisar a energia dissipada durante os eventos de EA, apresenta-se na Fig. 9.19 a energia normalizada em função da carga máxima ($Energia/Energia_{max}$) x tempo normalizado (t/t_{max}) e carga normalizada em função da carga máxima ($Carga/Carga_{max}$) x tempo normalizado (t/t_{max}) para o canal 2 (mais próximo à ponta do entalhe), para cada um dos três tamanhos das vigas do concreto C25d25F26. Cores iguais representam a carga e a energia para o mesmo tamanho de viga.

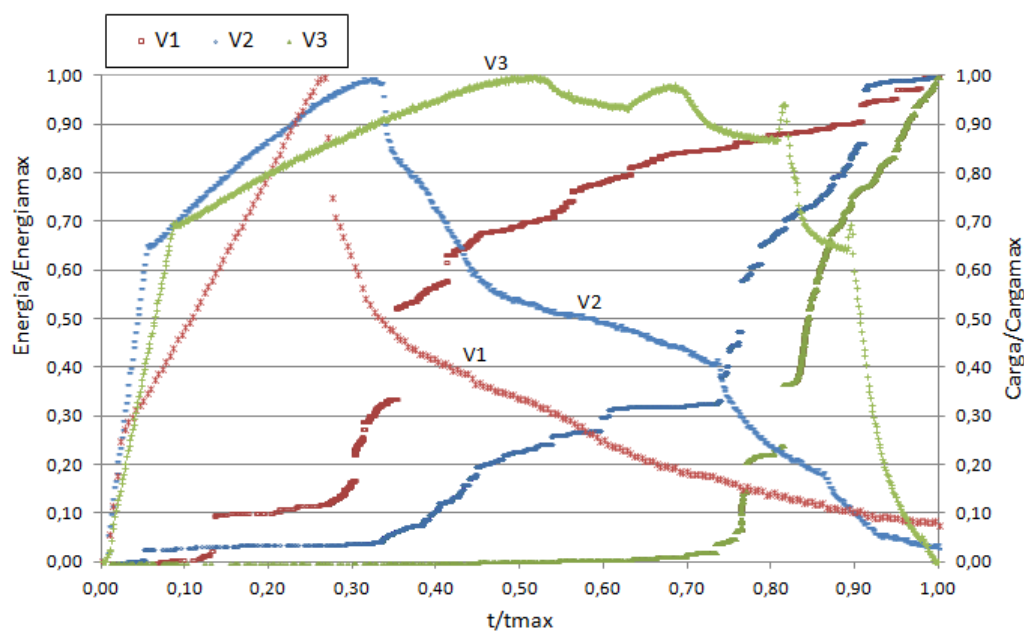


Figura 9.19: Energia dissipada pela emissão acústica para o concreto C25d25F26

Observa-se que quanto maior a viga mais energia é liberada em um menor espaço de tempo. Essa característica está diretamente ligada ao efeito de escala. Peças menores, por serem mais dúcteis, tendem a dissipar a energia de forma mais bem distribuída no tempo, ao contrário de peças maiores que liberam a energia de modo mais instantâneo revelando um comportamento mais frágil.

Analisando a energia normalizada com o carregamento normalizado observa-se que a energia não varia para o mesmo nível de carregamento, sendo independente do tamanho. Essa observação corrobora a hipótese de que o tamanho da ZPF é constante, dependendo das propriedades internas do material e não do tamanho da estrutura.

Na Fig. 9.20 apresenta-se a energia normalizada ($Energia/Energia_{max}$) x tempo normalizado (t/t_{max}) e carga normalizada do pico ($Carga/Carga_{max}$) x tempo normalizado (t/t_{max}) para o canal 2 (mais próximo à ponta do entalhe), para cada um dos três tamanhos das vigas do concreto C50d12F22. Cores iguais representam a carga e a energia para o mesmo tamanho de viga.

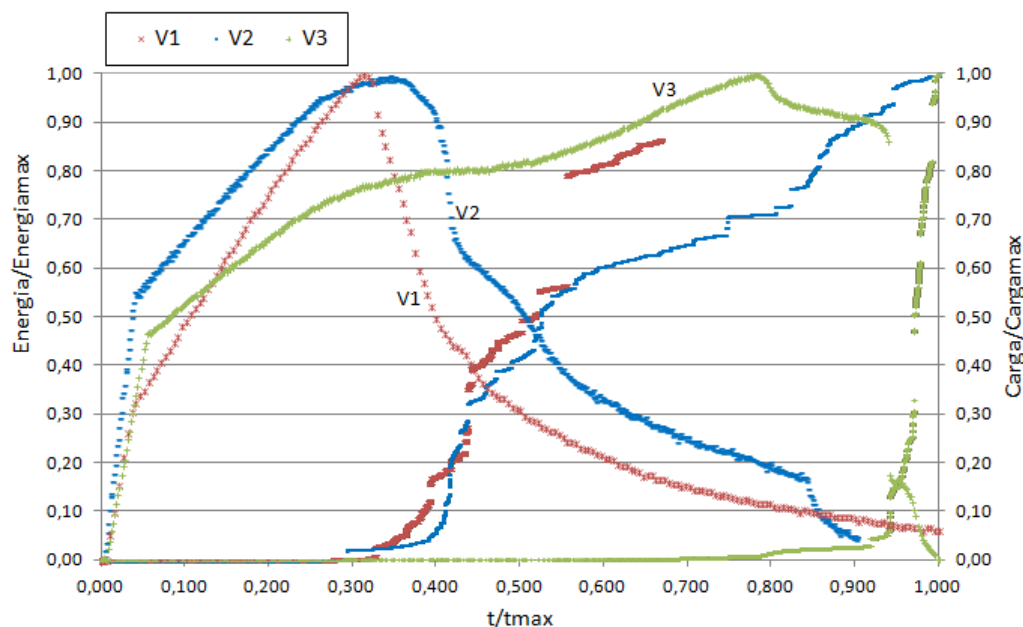


Figura 9.20: Energia dissipada pela emissão acústica para o concreto C50d12F22

Observa-se na Fig. 9.20 o mesmo comportamento descrito na Fig. 9.19. No

entanto, como o concreto C50d12F22 é mais frágil que o concreto C25d25F26, o mesmo valor de energia é liberado em um espaço de tempo mais curto.

Capítulo 10

Resultados e Discussão: Zona de Processo de Fratura- ZPF

*“O maior estímulo para ter disciplina
é desejo de atingir um objetivo”*

(Içami Tiba)

10.1 Zona de Processo de Fratura - ZPF

Com o intuito de descrever a zona de processo de fratura e relacioná-la com o efeito de escala em estruturas de concreto, foram medidos os deslocamentos de pontos acima da boca da trinca para as vigas submetidas à flexão em três pontos utilizando a correlação de imagem digital.

As vigas de tamanho V1, por terem uma menor altura, tiveram toda a sua extensão monitorada sendo possível traçar o caminho da trinca. Neste estudo o objetivo não é traçar o caminho da trinca, mas determinar a abertura da trinca ao longo da propagação. Assim, foi denominado como esteira de propagação a variação da abertura da trinca, tomando-se 5 mm para cada lado da trinca, ao longo do seu comprimento.

Para se obter a esteira de propagação, dois parâmetros devem ser conhecidos: a abertura da trinca (deslocamento relativo entre dois pontos situados em faces distintas) e as coordenadas verticais da linha da trinca (pontos em vermelhos na Fig. 10.1) medidas a partir da imagem inicial.

A abertura da trinca foi calculada a partir de vetores de deslocamentos de pontos localizados a 5 mm de cada lado do caminho da trinca, como mostra à Fig. 10.1. A imagem apresentada refere-se à viga V1 do concreto C25d25F26.

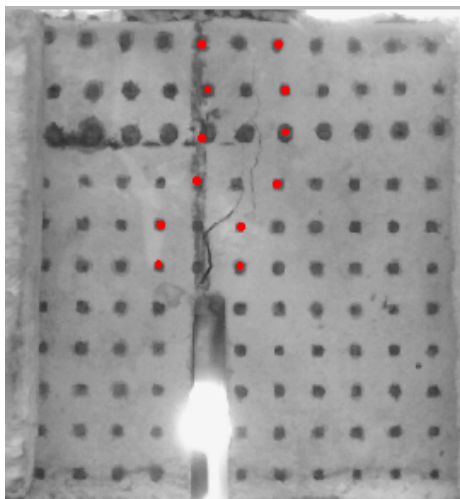


Figura 10.1: Caminho da trinca para a viga V1 do concreto C25d25F26

A Fig. 10.2 apresenta as aberturas da trinca em função da posição dos pontos ao longo da altura, para diferentes níveis de carregamento, apresentados como um percentual da carga de pico.

Como dito anteriormente, a resolução da imagem possui uma relação direta com a proximidade da câmera e com a área filmada. Deste modo, como foi filmado toda a altura da viga V1, não foi possível determinar os deslocamentos no trecho pré-carga de pico, pois os mesmos necessitariam de uma resolução maior e conseqüentemente uma maior proximidade da câmera. Com isso, somente foram determinados os deslocamentos da abertura da trinca para o trecho pós-carga de pico.

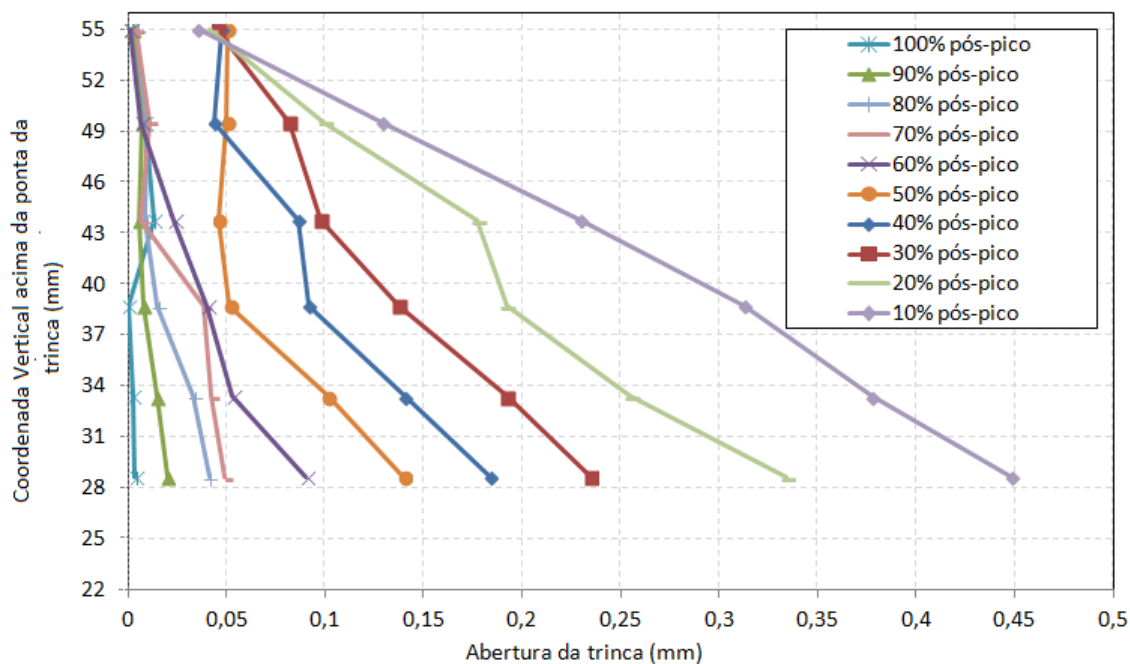


Figura 10.2: Abertura da trinca ao longo da altura para a viga V1 do concreto C25d25F26.

Na Fig. 10.2 o processo de crescimento da trinca no regime pós-pico pode ser dividido em duas fases. Na primeira fase (início do período pós-pico) a macrotrinca propaga-se lentamente na viga com o aumento correspondente da abertura da boca da trinca. Na segunda fase, a abertura da trinca torna-se relativamente mais importante quando comparada com a extensão da macrotrinca. Para as vigas V1 do concreto C25d25F26 a segunda fase iniciou-se aproximadamente à 60% pós-carga de pico, conforme ilustrado na Fig. 9.2 e a extensão da trinca atingia cerca de 80% da altura remanescente da viga, acima do entalhe.

Na primeira fase observa-se uma diminuição acentuada na capacidade de resistência da peça. Isso ocorre em função do desenvolvimento da macrotrinca. Na segunda fase, a perda de capacidade de carga diminuiu devido principalmente à quebra das ligações internas na superfície fraturada. Neste momento ocorre um aumento significativo da abertura de trinca na parte inferior da viga (Fig. 10.2), à medida que os mecanismos de resistência coesiva são vencidos, ocorrendo então a separação

completa das superfícies. Nessa segunda fase, a macro-trinca avança até que a viga falhe, não havendo mais contato entre as faces da viga.

Utilizando outros pares de pontos afastados equidistantemente em relação ao centro da trinca, foram calculados os deslocamentos relativos na direção horizontal. Posteriormente este deslocamento foi dividido pela distância inicial entre os pontos. A partir desta relação obteve-se uma deformação de referência, aqui denominada deformação média ($\bar{\epsilon}$) dada por ($\frac{COD}{\Delta L}$). A medida de deformação média ($\bar{\epsilon}$), no âmbito deste trabalho, serve como medida de grandeza do tamanho da Zona de Processo de Fratura.

A Fig. 10.3 e as Eqs. 10.1 e 10.2 ilustram como foi determinada a deformação média ($\bar{\epsilon}$), para os pares de pontos (9,17) e (12,14).

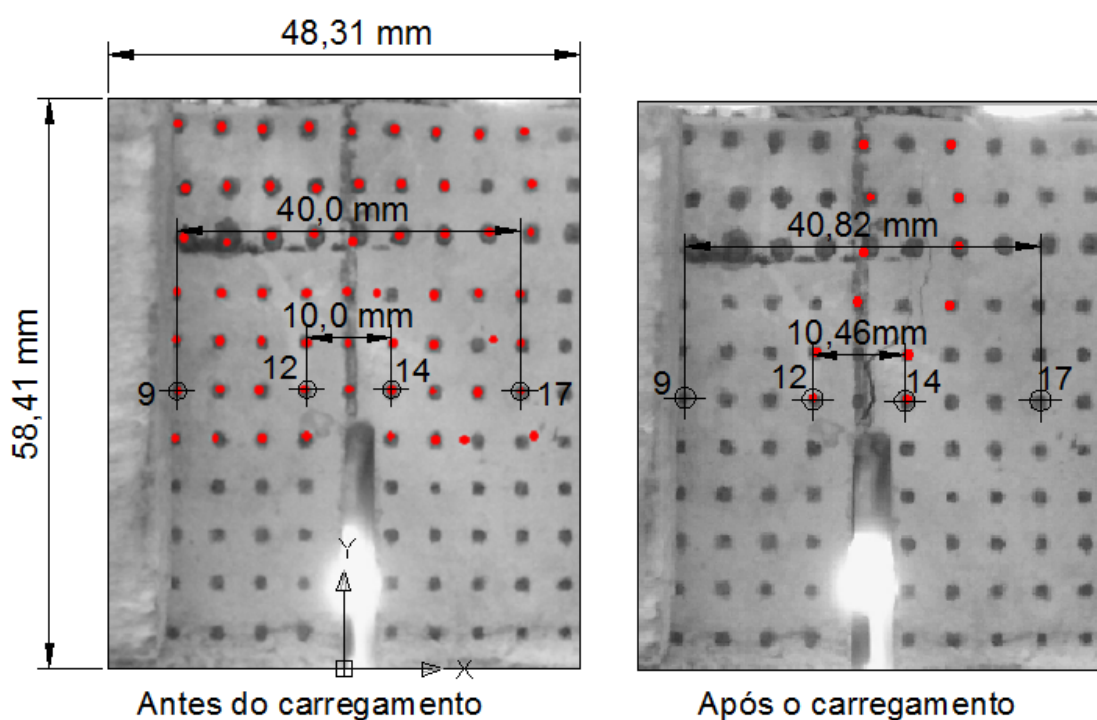


Figura 10.3: Determinação da deformação média($\bar{\epsilon}$)

$$\bar{\epsilon}_{(9,17)} = \frac{COD}{\Delta L} = \frac{40,82 - 40,0}{40,0} = 0,0205 \quad (10.1)$$

$$\bar{\epsilon}_{(12,14)} = \frac{COD}{\Delta L} = \frac{10,46 - 10,0}{10,0} = 0,046 \quad (10.2)$$

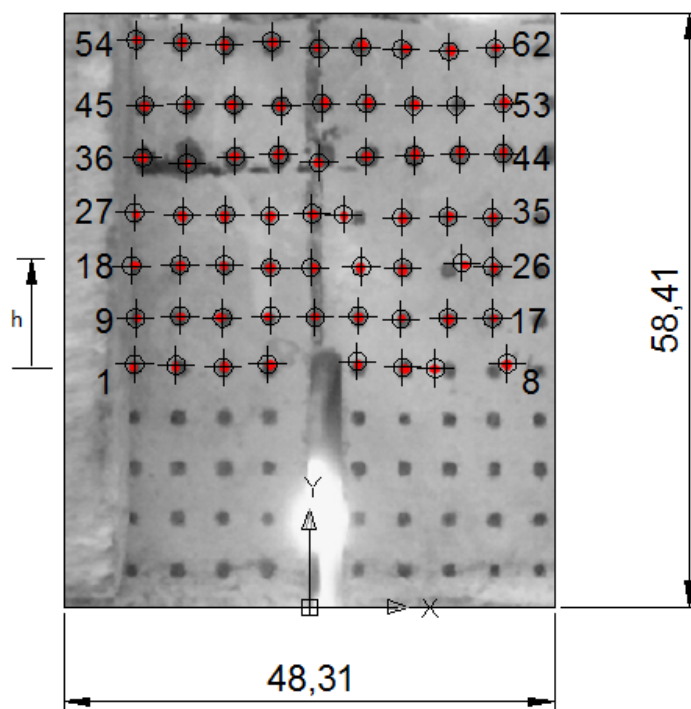


Figura 10.4: Pontos monitorados para determinação da deformação média ($\bar{\epsilon}$) da viga V1 do concreto C25d25F26 (unidades em mm).

A partir da deformação média obtida para cada par de pontos apresentados na Fig. 10.4 foram traçadas curvas carga x deformação média. O conjunto destas curvas são apresentadas na Fig. 10.5, sendo separadas por faixas ao longo do conjunto de pares de mesma ordenada (h), acima da boca da trinca. Observa-se que existe uma redução da deformação média ao longo das faixas de pontos tanto na horizontal, quanto na vertical.

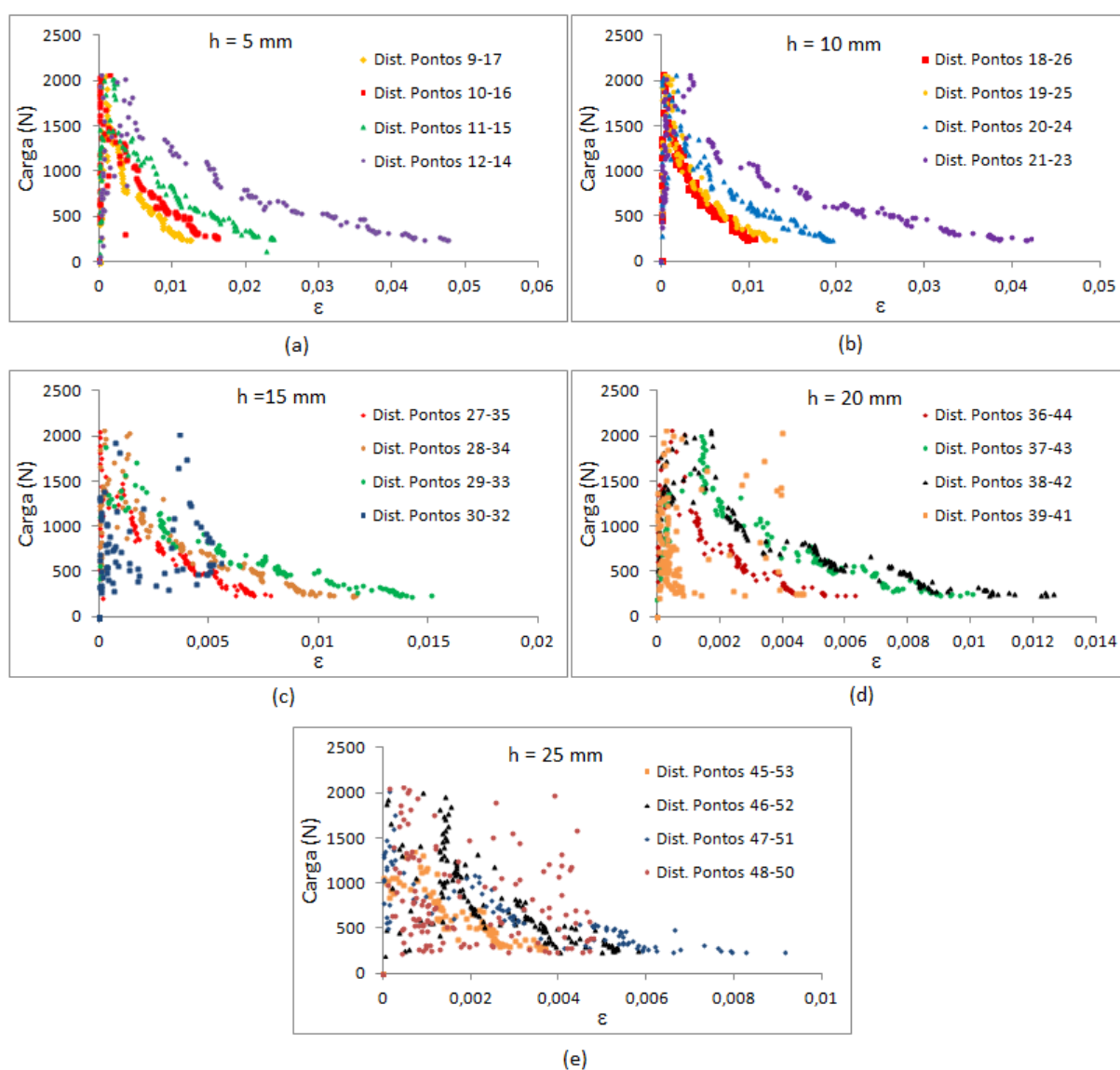


Figura 10.5: Curvas Carga x Deformação Média da viga V1 do concreto C25d25F26.

Para avaliar a variação das deformações médias no plano de propagação da trinca foram traçadas isofaixas para níveis de carregamento específicos. As coordenadas cartesianas dos pontos apresentados na Fig. 10.4 foram aferidas e, com o auxílio do software Matlab, foram traçadas essas isofaixas. Como dito anteriormente, devido a resolução da imagem somente foi possível obter as deformações médias dos pares de pontos no regime pós-carga de pico.

As isofaixas para diferentes níveis de carregamento são apresentadas nas Figs. 10.6, 10.7, 10.8, 10.9, 10.10, 10.11, 10.12, para o concreto C25d25F26 da viga V1.

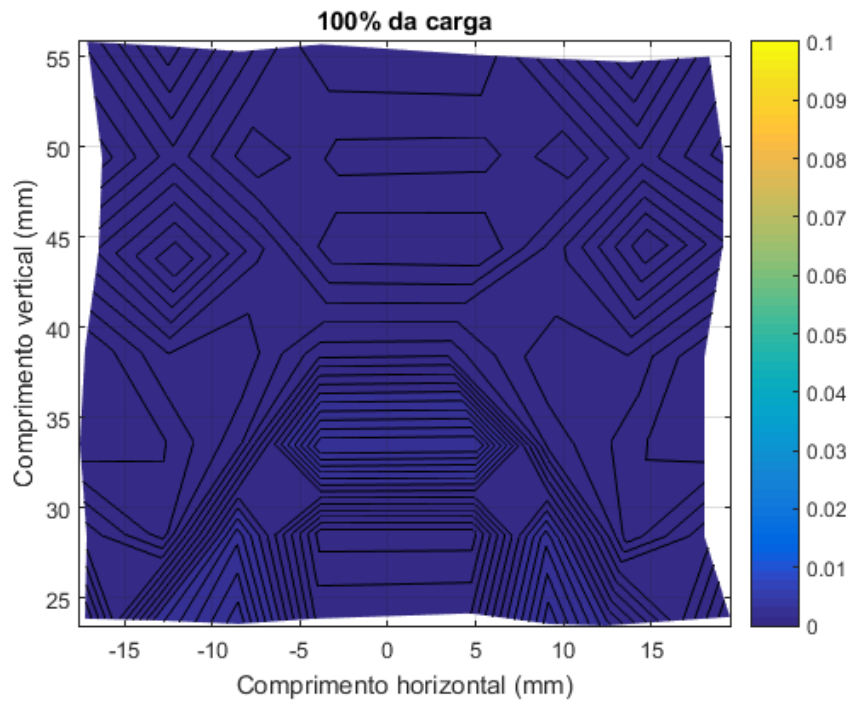


Figura 10.6: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico (Viga V1)

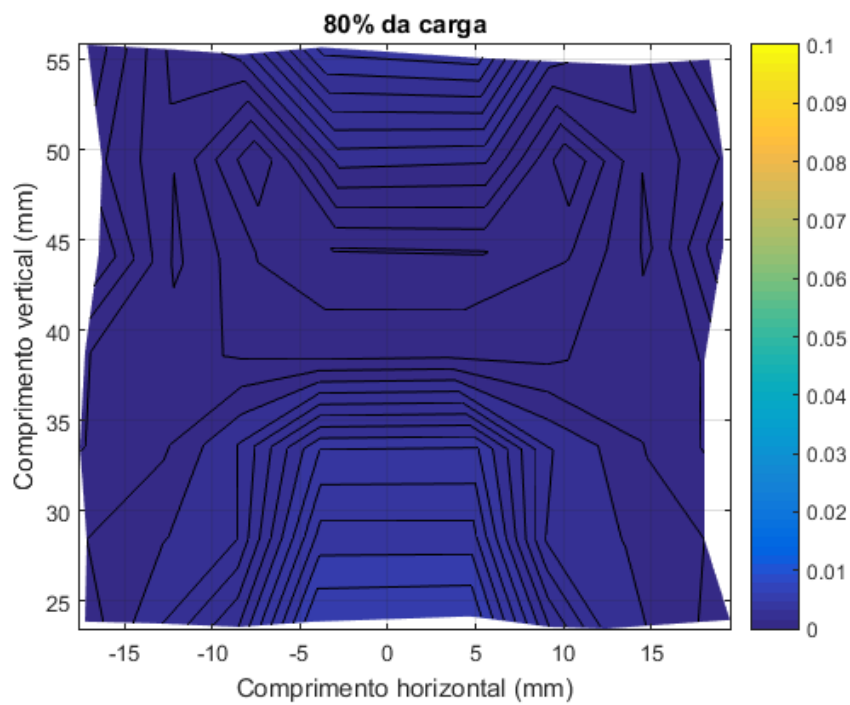


Figura 10.7: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 80% pós-carga de pico (Viga V1)

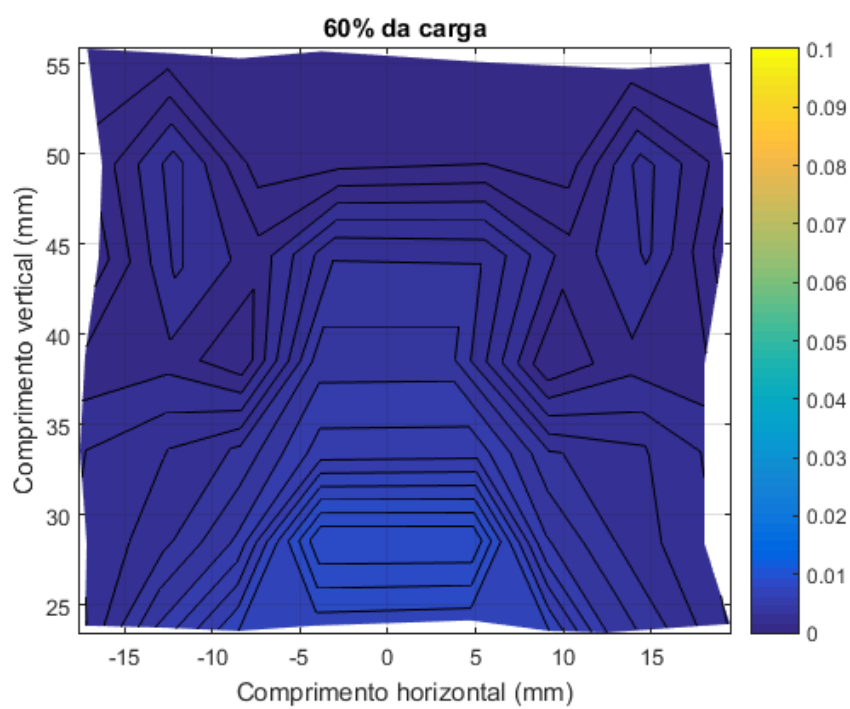


Figura 10.8: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 60% pós-carga de pico (Viga V1)

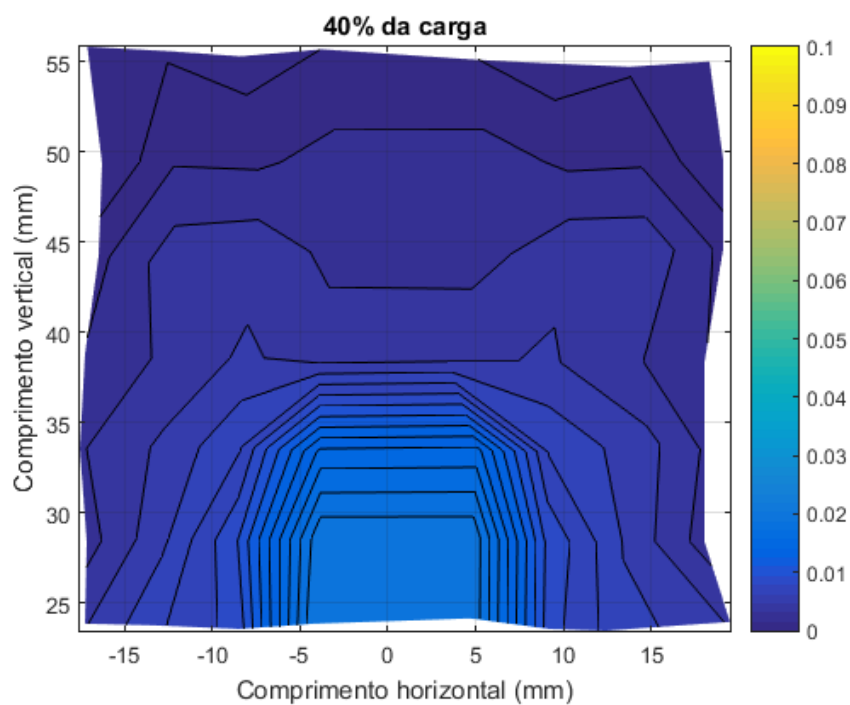


Figura 10.9: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 40% pós-carga de pico (Viga V1)

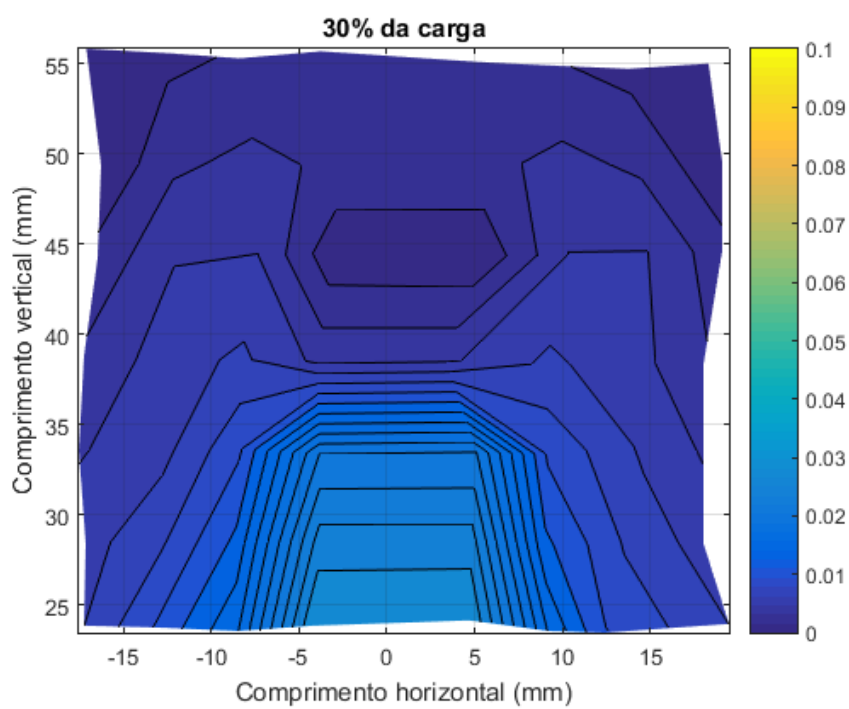


Figura 10.10: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 30% pós-carga de pico (Viga V1)

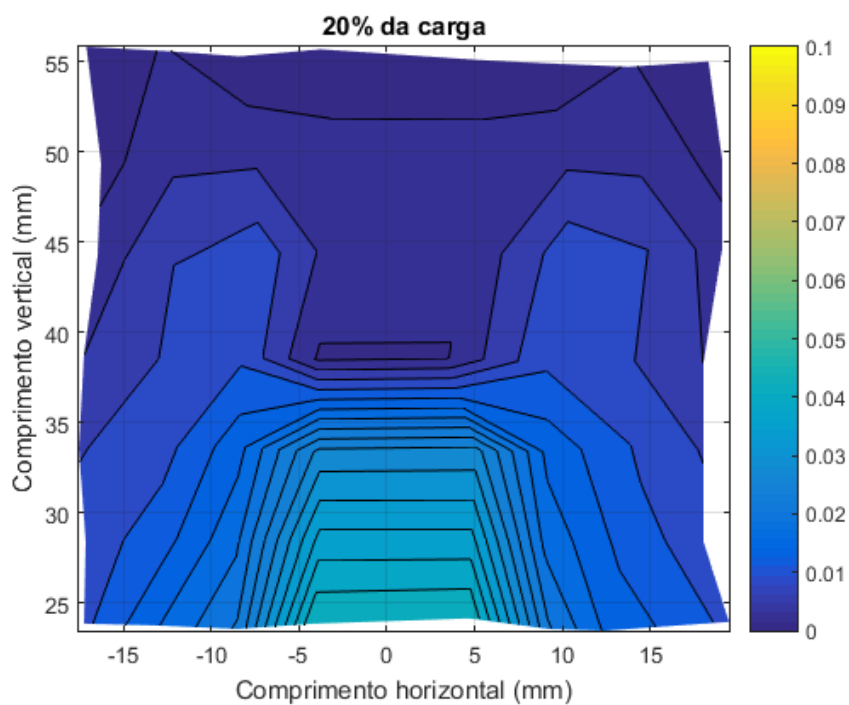


Figura 10.11: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 20% pós-carga de pico (Viga V1)

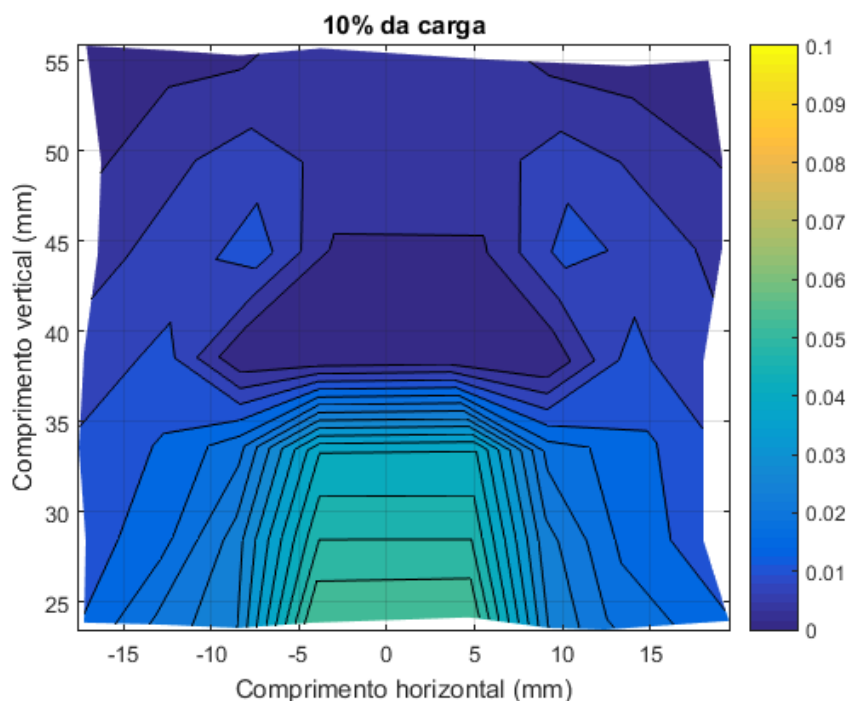


Figura 10.12: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% pós-carga de pico (Viga V1)

Nas imagens apresentadas é possível observar as duas fases descritas na Fig. 10.2. Nas Figs. 10.6, 10.7, 10.8, enquanto ocorre a propagação lenta da macrotrinca, observa-se a formação de uma região deteriorada, vizinha à falha localizada, verificada pelo aumento da deformação média $(\bar{\epsilon})$. A partir de 60% da carga de pico (Fig. 10.9) observa-se um aumento significativo da abertura de trinca e a ocorrência do fenômeno de localização de deformações,

Na Fig. 10.12, observa-se ainda uma região mais escura um pouco acima da coordenada vertical de 40 mm e uma isofaixa contornando essa faixa mais escura. Ao se analisar a fotografia da viga fraturada, como apresentado na Fig. 10.13, percebe-se que havia um grão de brita costurando o caminho da trinca. A dimensão desse agregado extrapola a esteira de propagação monitorada proporcionando deformação média $(\bar{\epsilon})$ próxima de zero. A presença deste grão de brita justifica porque a zona de processo se desenvolveu mais na horizontal do que na vertical.

Analisando a extensão da zona de processo em relação à trinca propagada, considerando os valores da deformação média $(\bar{\epsilon})$, apresenta-se na Fig. 10.14 a sobreposição

da isofaixa de 10% pós-carga de pico para a trinca neste mesmo momento. Com base nesta figura, observa-se a concentração de deformação média na vizinhança da trinca propagada. Além disso, a figura considera a influência do agregado no desvio da trajetória da trinca.

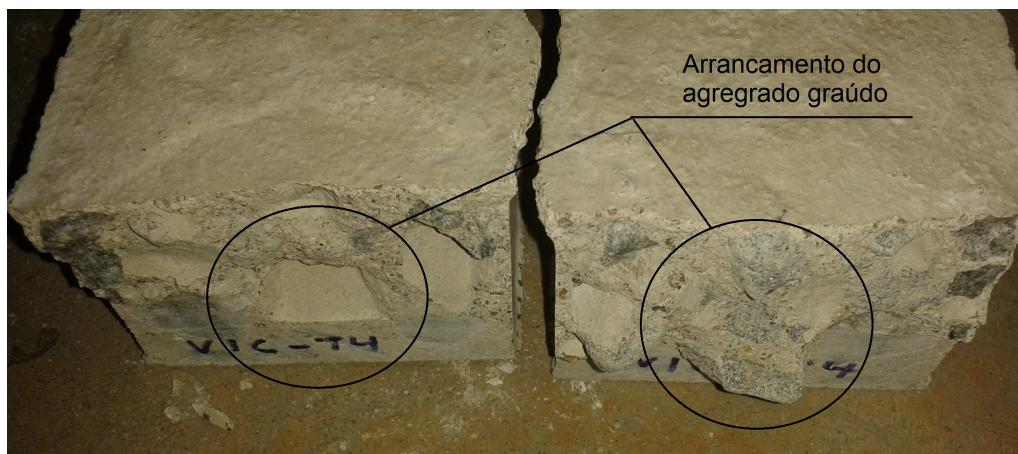


Figura 10.13: Fotografia da viga V1 fraturada

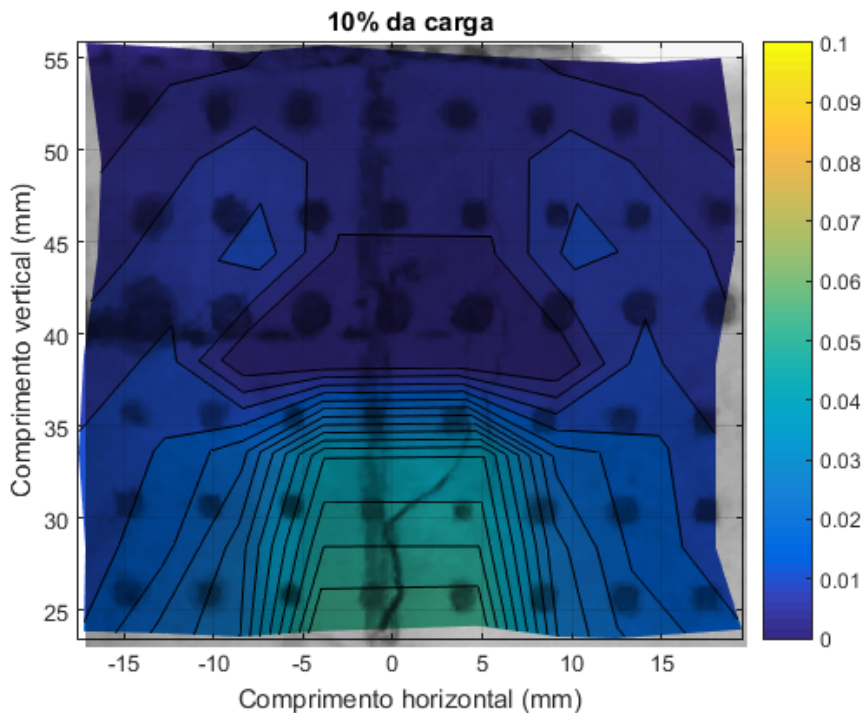


Figura 10.14: Sobreposição das imagem e da isofaixa de referente à 10% pós-carga de pico para a viga V1

10.1.1 Efeito de Escala e ZPF

Para analisar a Zona de Processo à Fratura em relação ao tamanho dos corpos de prova, apresentam-se nas Figs. 10.15, 10.16, 10.17, 10.18, 10.19, 10.20, 10.21, 10.22 os pontos monitorados e as isofaixas de ($\bar{\epsilon}$), para a viga V2 do concreto C25d25F26, e nas Figs. 10.23, 10.24, 10.25, 10.26, 10.27, 10.28, 10.29, 10.30 os pontos monitorados e as isofaixas de ($\bar{\epsilon}$), para a viga V3 do mesmo concreto.

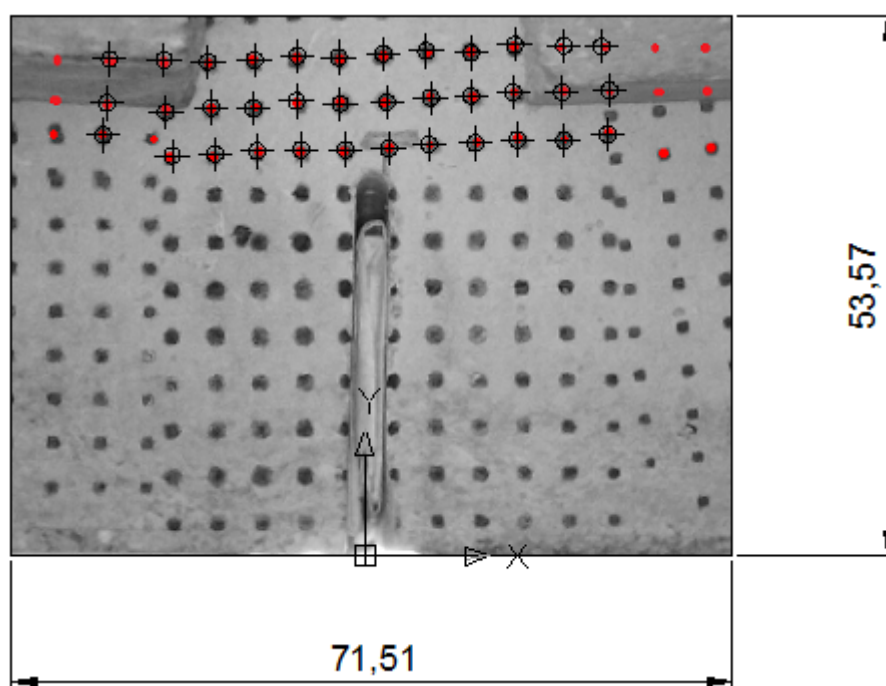
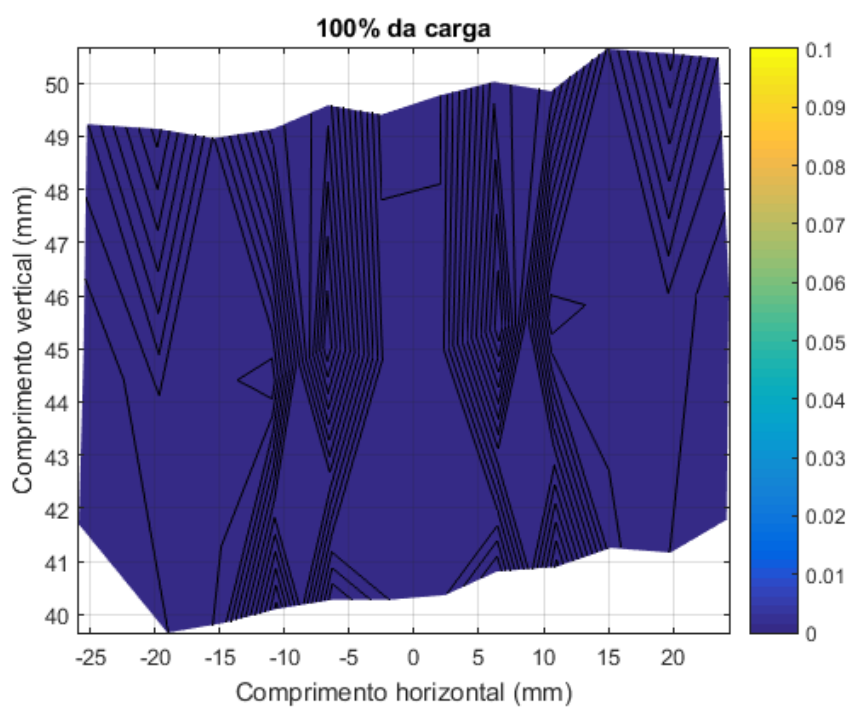
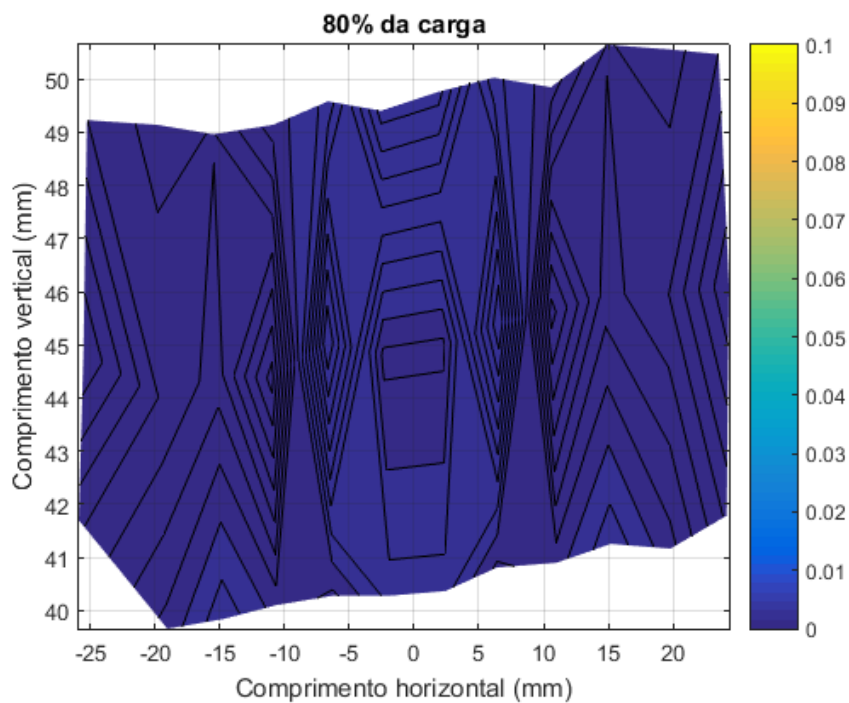


Figura 10.15: Pontos monitorados para determinação da deformação média ($\bar{\epsilon}$) da viga V2 do concreto C25d25F26.

Figura 10.16: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico (Viga V2)Figura 10.17: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 80% pós-carga de pico (Viga V2)

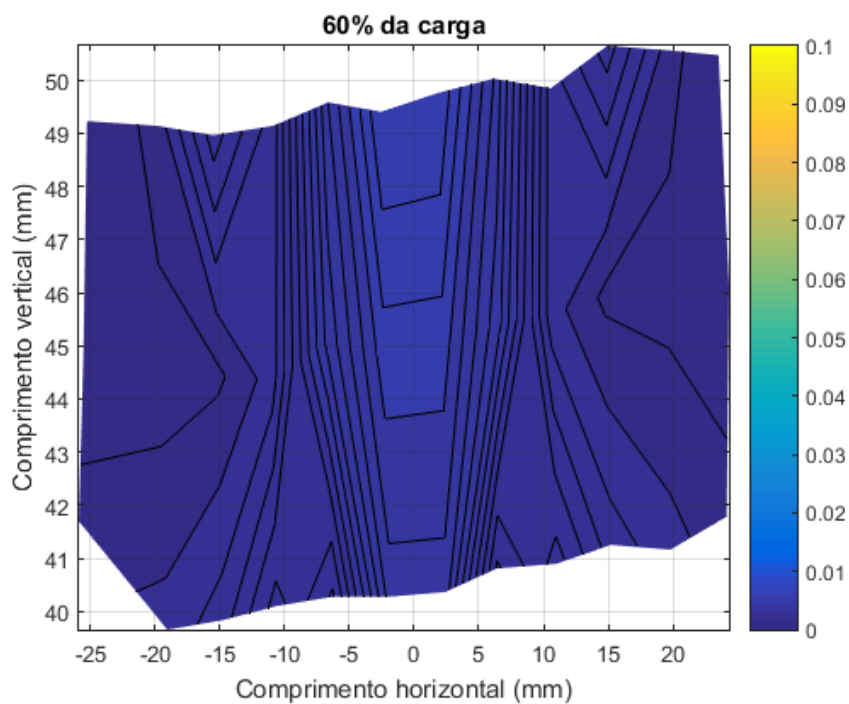


Figura 10.18: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 60% pós-carga de pico (Viga V2)

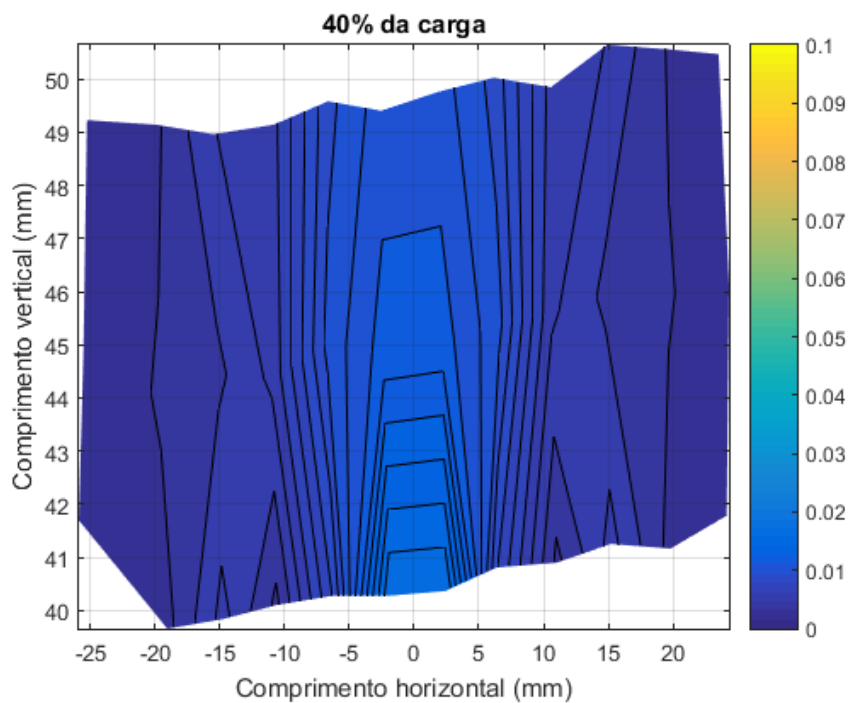


Figura 10.19: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 40% pós-carga de pico (Viga V2)

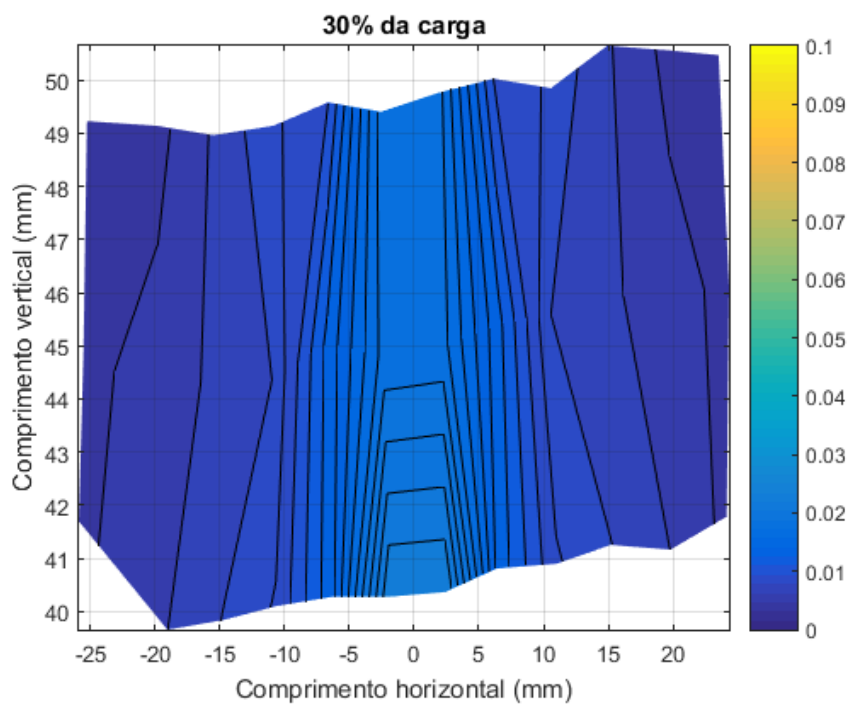


Figura 10.20: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 30% pós-carga de pico (Viga V2)

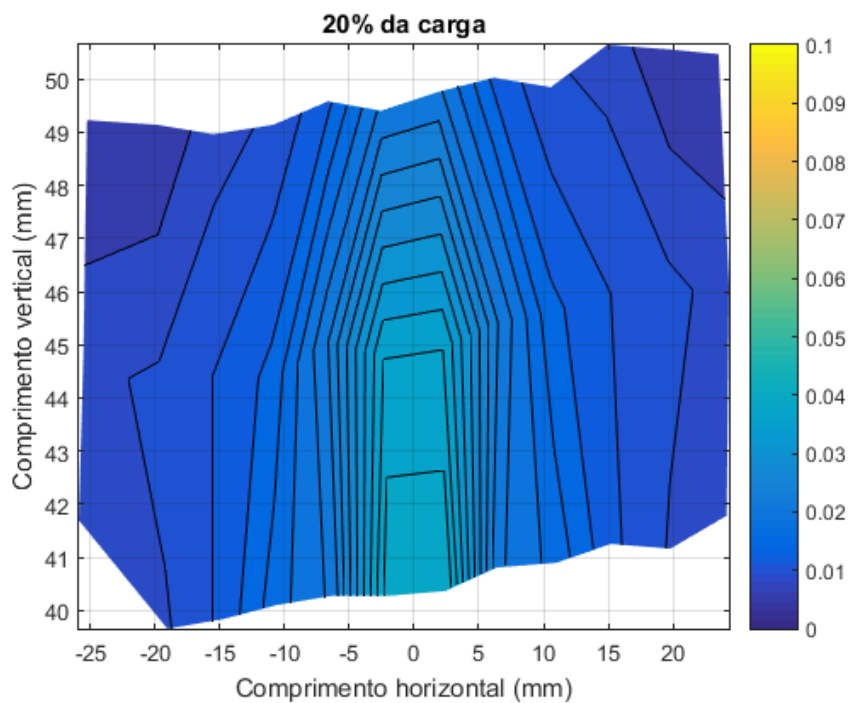


Figura 10.21: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 20% pós-carga de pico (Viga V2)

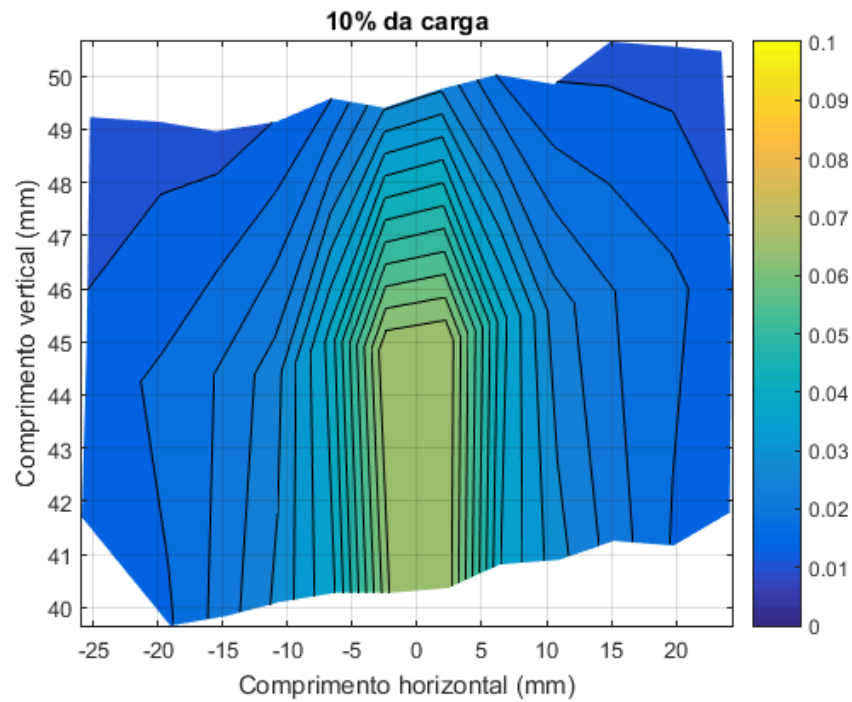


Figura 10.22: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% pós-carga de pico (Viga V2)

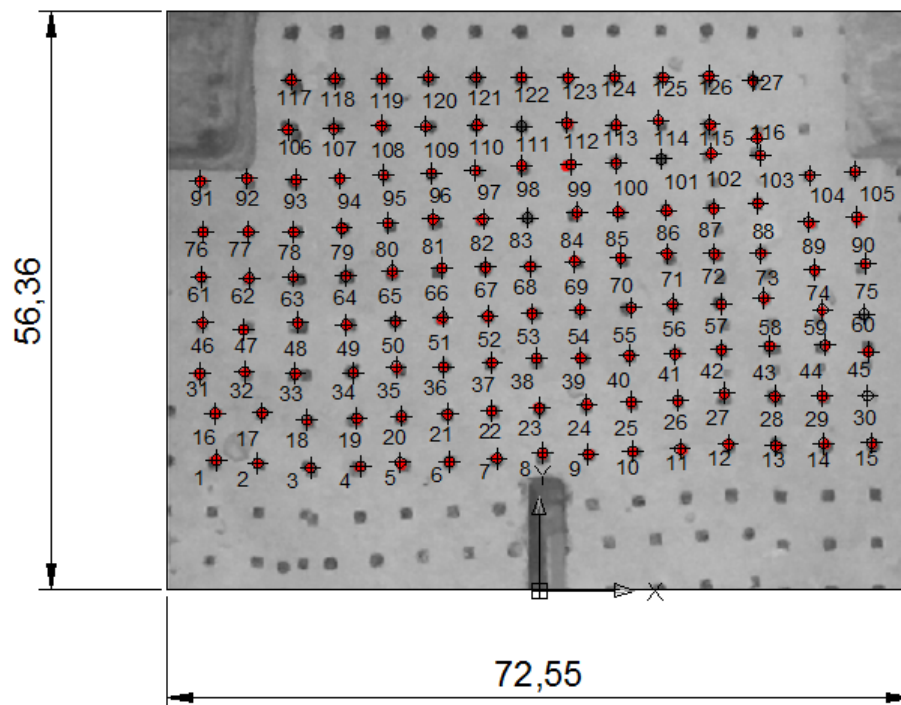


Figura 10.23: Pontos monitorados para determinação da deformação média $(\bar{\epsilon})$ da viga V3 do concreto C25d25F26.

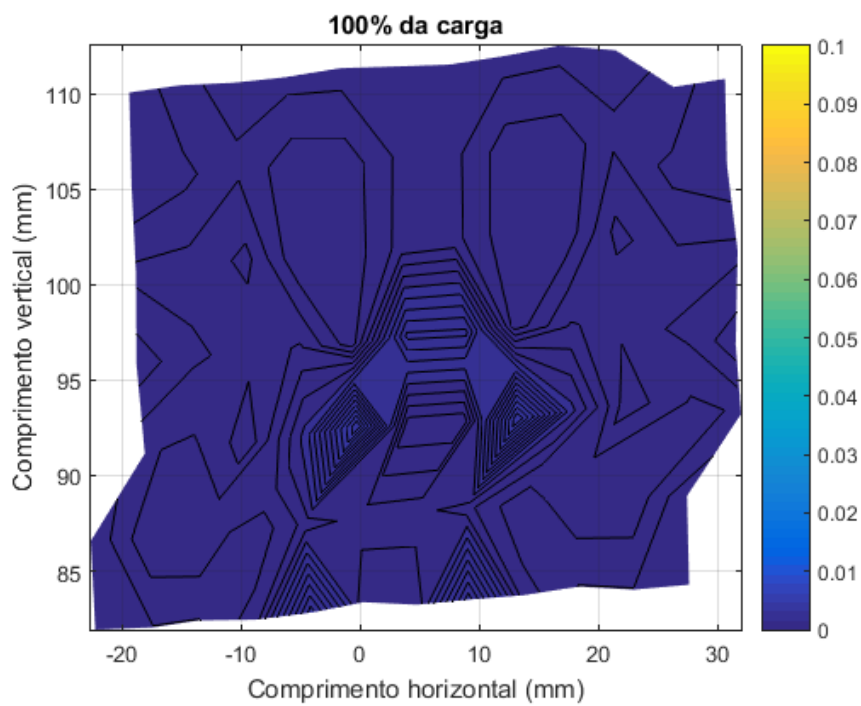


Figura 10.24: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para a Carga de pico (Viga V3)

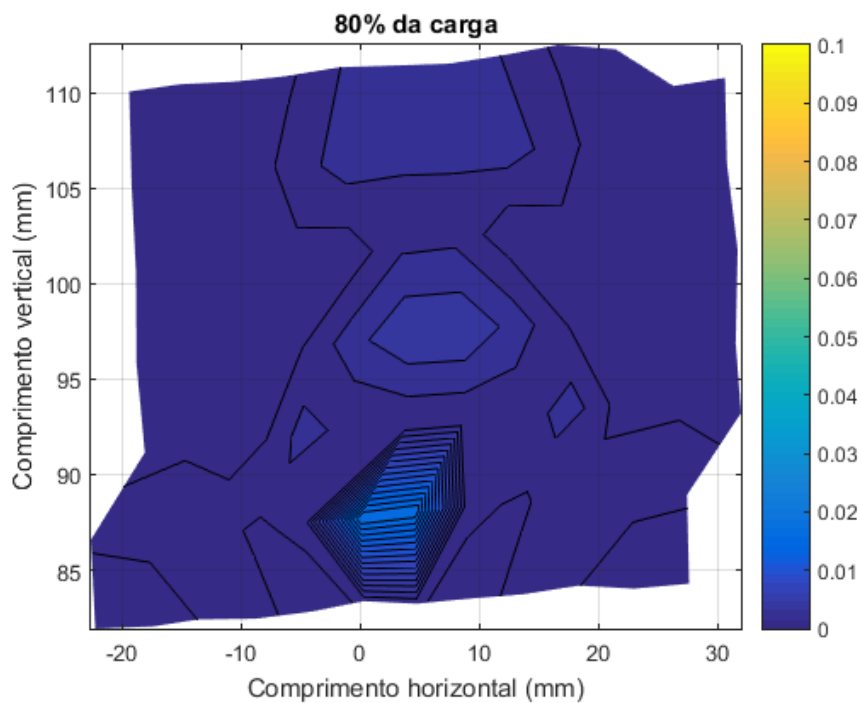


Figura 10.25: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 80% pós-carga de pico (Viga V3)

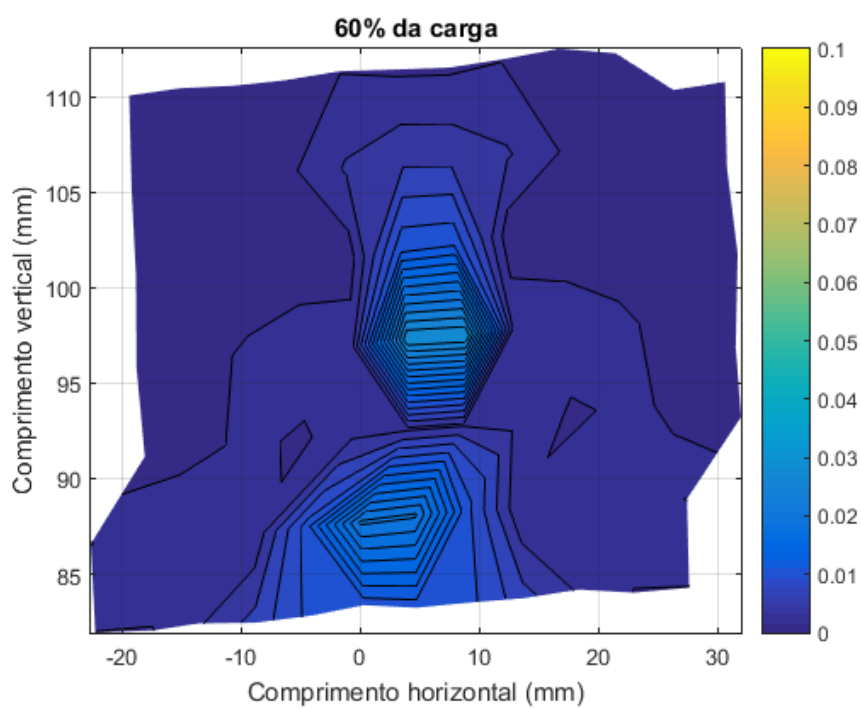


Figura 10.26: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 60% pós-carga de pico (Viga V3)

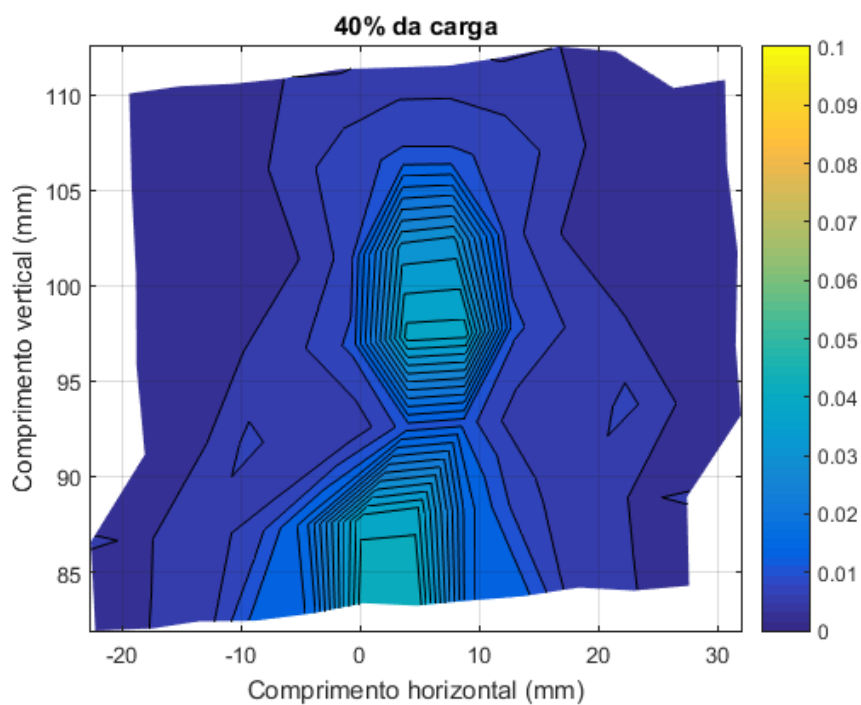


Figura 10.27: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 40% pós-carga de pico (Viga V3)

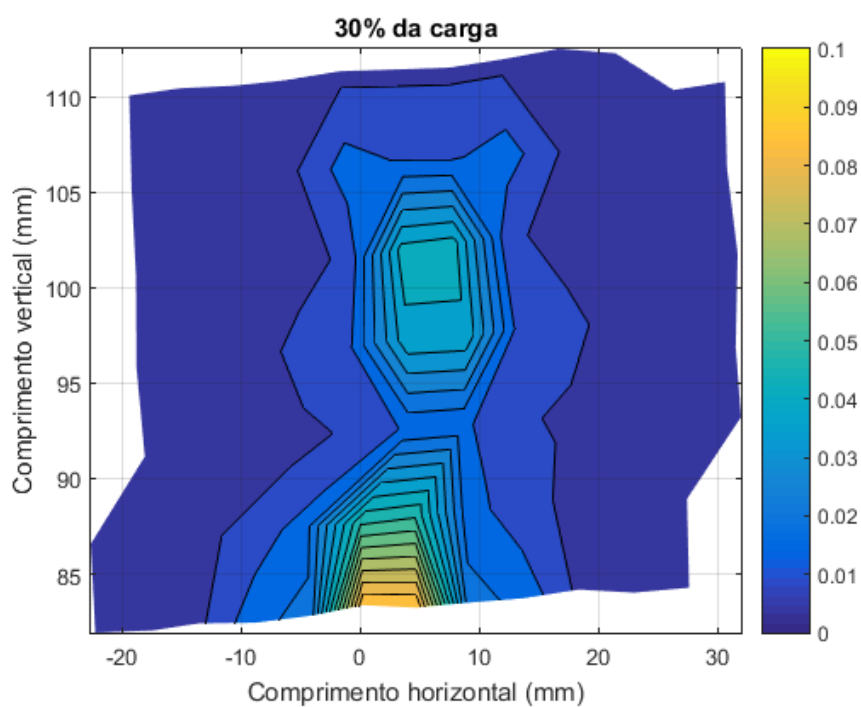


Figura 10.28: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 30% pós-carga de pico (Viga V3)

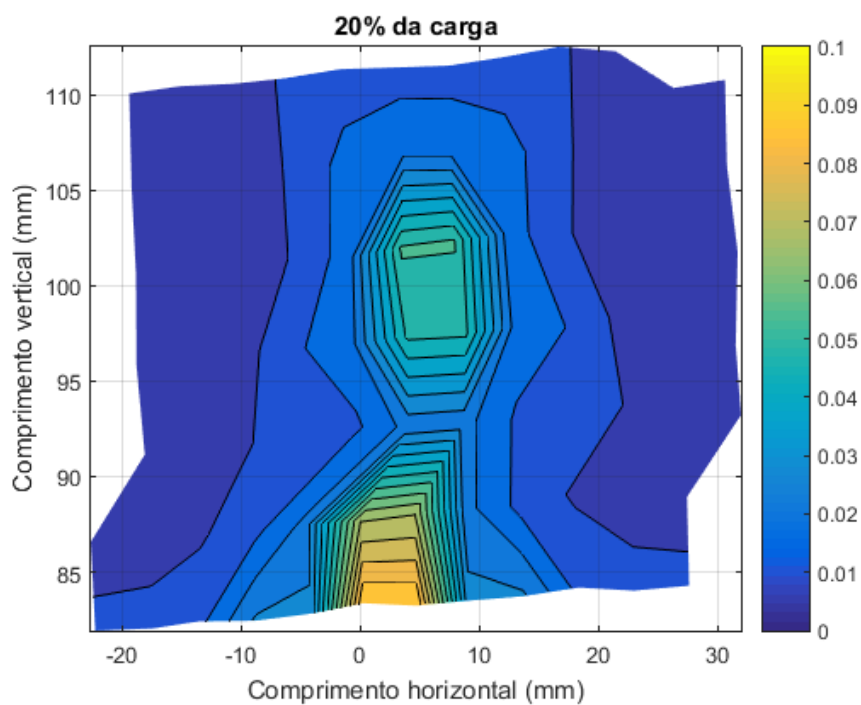


Figura 10.29: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 20% pós-carga de pico (Viga V3)

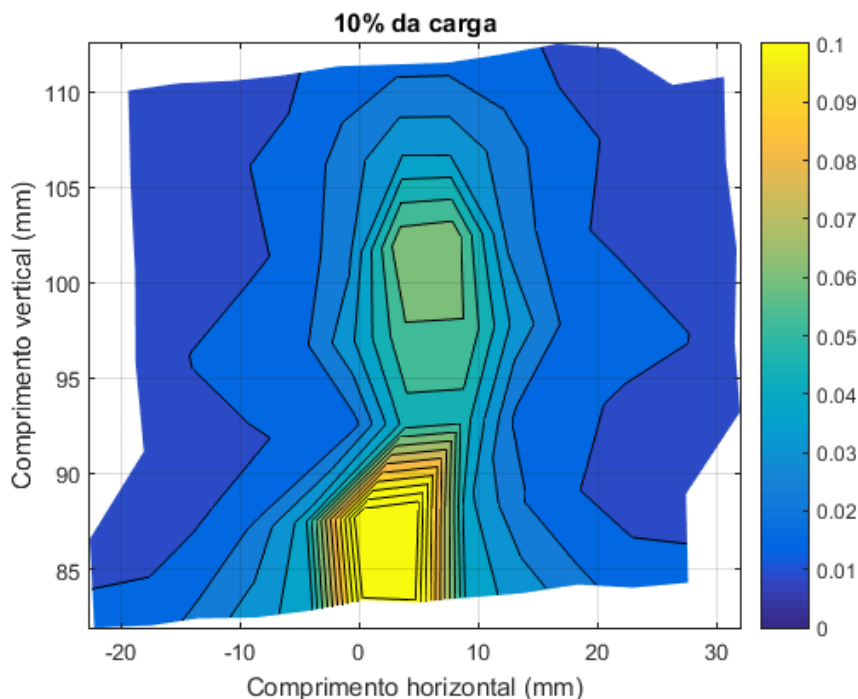


Figura 10.30: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% pós-carga de pico (Viga V3)

Para a viga V2, uma vez que não foi filmada toda a extensão superior da boca da trinca, não foi possível descrever o caminho da trinca. Para a viga V3 somente uma parte deste caminho foi monitorado.

Comparando os resultados entre os três tamanhos de vigas (Fig. 10.12, Fig. 10.22 e Fig. 10.30), para um nível de carregamento de 10% pós-carga de pico, observa-se que as faixas da deformação média $(\bar{\epsilon})$ se mantêm constante independente do tamanho da viga. (Para um $(\bar{\epsilon})$ igual à 0,02 o comprimento horizontal desta faixa, variou entre ± 15 mm para cada lado da trinca em todos os três tamanhos). Essa deformação média $(\bar{\epsilon})$ serve como medida do tamanho da zona de processo de fratura, podendo-se afirmar que a dimensão desta zona de processo é aproximadamente igual, independente do tamanho da viga, concluindo-se que a ZPF é uma propriedade do material.

Com o intuito de aferir o tamanho da zona de processo, foi considerado que valores de deformação média abaixo de 0,005 encontrariam-se fora do limite desta zona. A faixa deste nível de deformação média, avaliando as Figs. 10.12, 10.22 e

10.30, ultrapassou a área filmada em todas as vigas, na direção horizontal, levando a concluir que a extensão da zona de processo ultrapassa os 50 mm monitorados pelo DIC.

Outra observação feita, ao se comparar as Figs. 10.12, 10.22, 10.30, é que ao se aumentar o tamanho da viga observa-se faixas de deformações médias mais intensas demonstrando a ocorrência de localizações de deformações. Esse fenômeno de localização é o que justifica o aumento da fragilidade de peças maiores.

As Figs. 10.31 e 10.32 apresentam a sobreposição da isofaixa de 10% pós-carga de pico para as trincas das vigas V2 e V3 respectivamente. Como no caso da viga V1, observa-se a concentração de deformação média na vizinhança da trinca propagada.

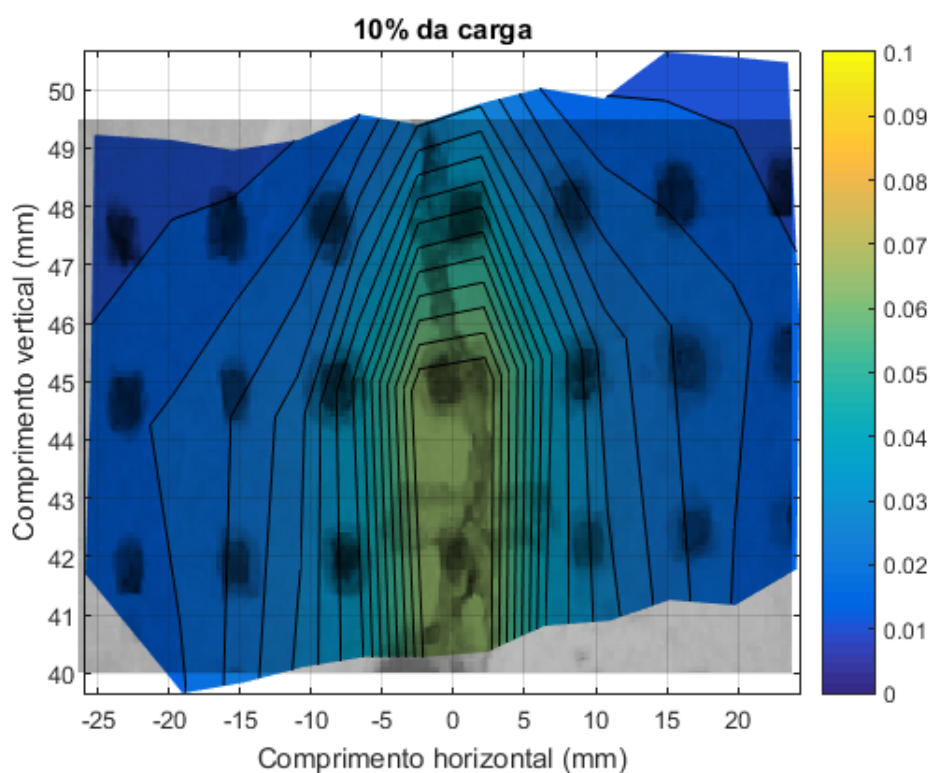


Figura 10.31: Sobreposição das imagem e da isofaixa de referente à 10% da carga de pico para a viga V2

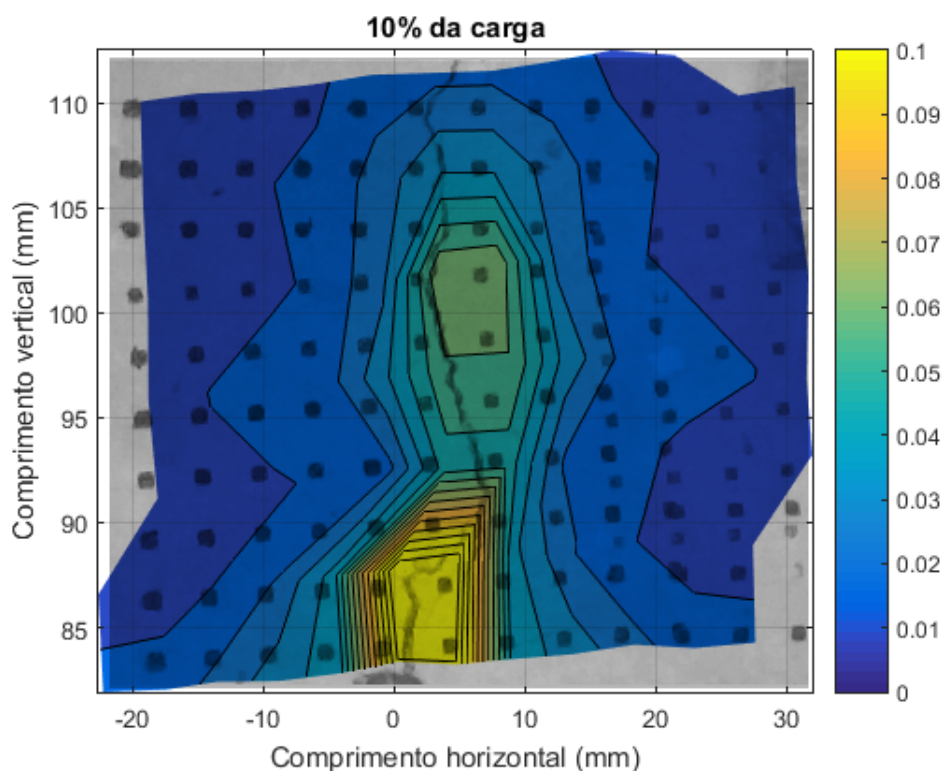


Figura 10.32: Sobreposição das imagem e da isofaixa de referente à 10% da carga de pico para a viga V3

10.1.2 ZPF e Microestrutura do Concreto

Com intuito de comparar a extensão da zona de processo entre os concretos mais dúcteis e mais frágeis foi realizada uma análise similar à apresentada acima para as vigas do concreto C50d12F22.

Para a viga V1 foi calculada a abertura da trinca a partir de vetores de deslocamentos de pares de pontos localizados 5 mm de cada lado do caminho da trinca, como mostrado na Fig. 10.33.

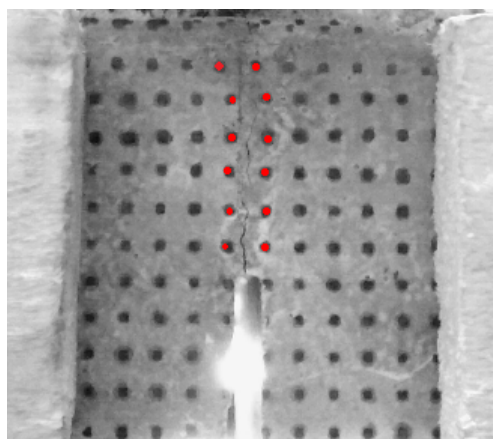


Figura 10.33: Caminho da trinca para a viga V1 do concreto C50d12F22 e pontos de monitoramento

A Fig. 10.34 apresenta a abertura da trinca ao longo da altura da viga para diferentes níveis de carregamento, apresentado como um percentual da carga de pico.

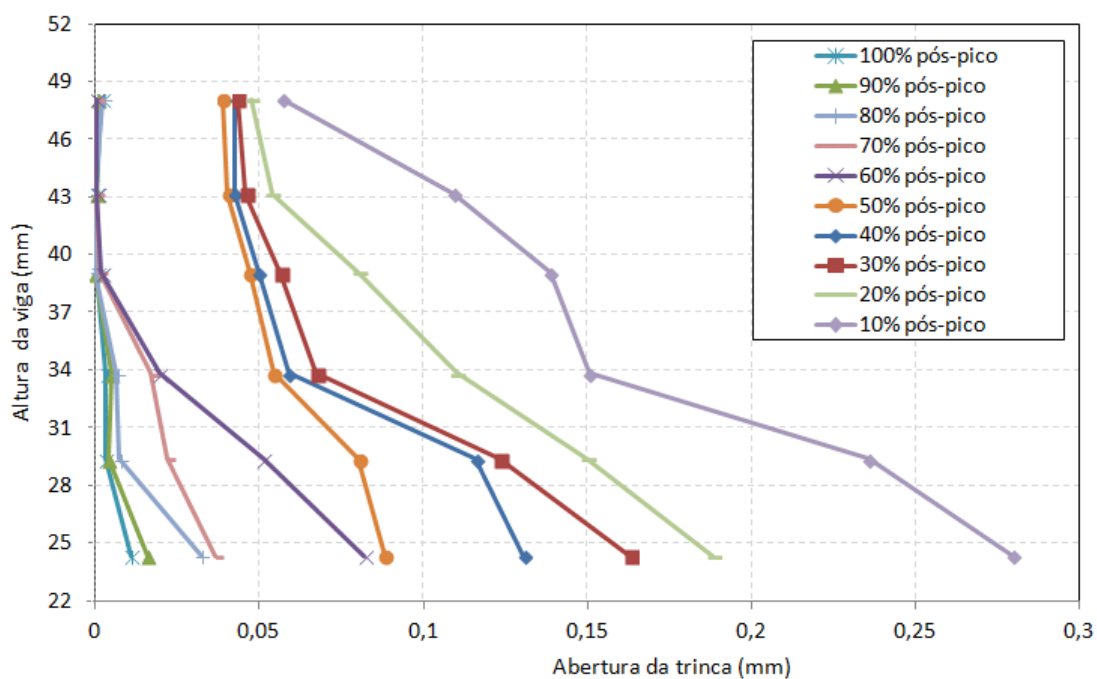


Figura 10.34: Abertura da trinca ao longo da altura para a viga V1 do concreto C50d12F22

Observa-se um comportamento similar ao apresentado anteriormente, com duas

fases bem definidas. Observa-se também que a abertura da trinca foi menor para o concreto mais frágil (C50d12F22).

Utilizando outros pares de pontos afastados equidistantemente em relação ao centro da trinca foram calculadas as deformações médias ($\bar{\epsilon}$).

As isofoixas de ($\bar{\epsilon}$) para as vigas V1 do concreto C50d12F22 são apresentadas na Figs. 10.35, 10.36, 10.37, 10.38, 10.39, 10.40, 10.41.

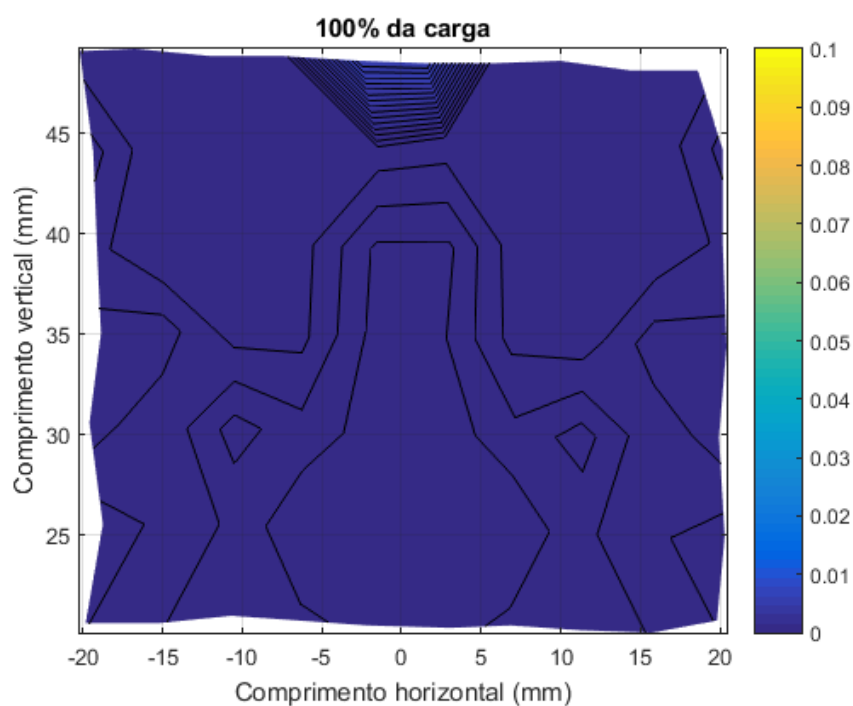
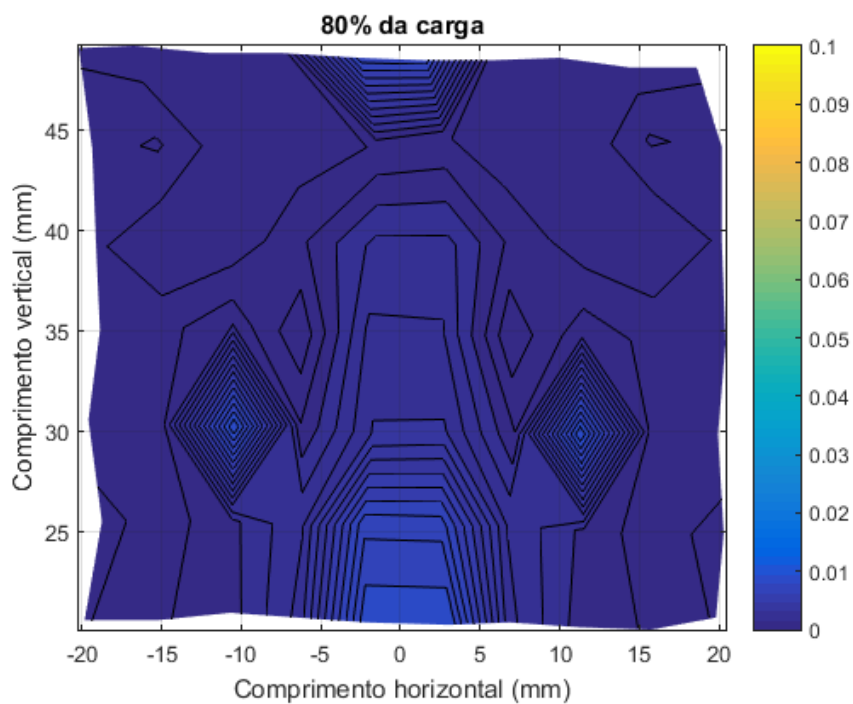
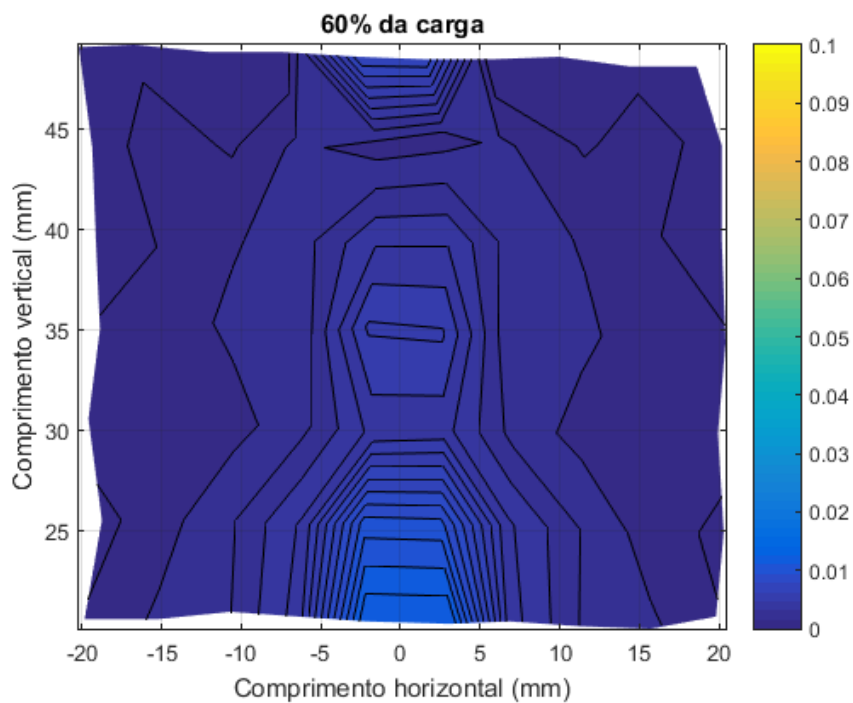
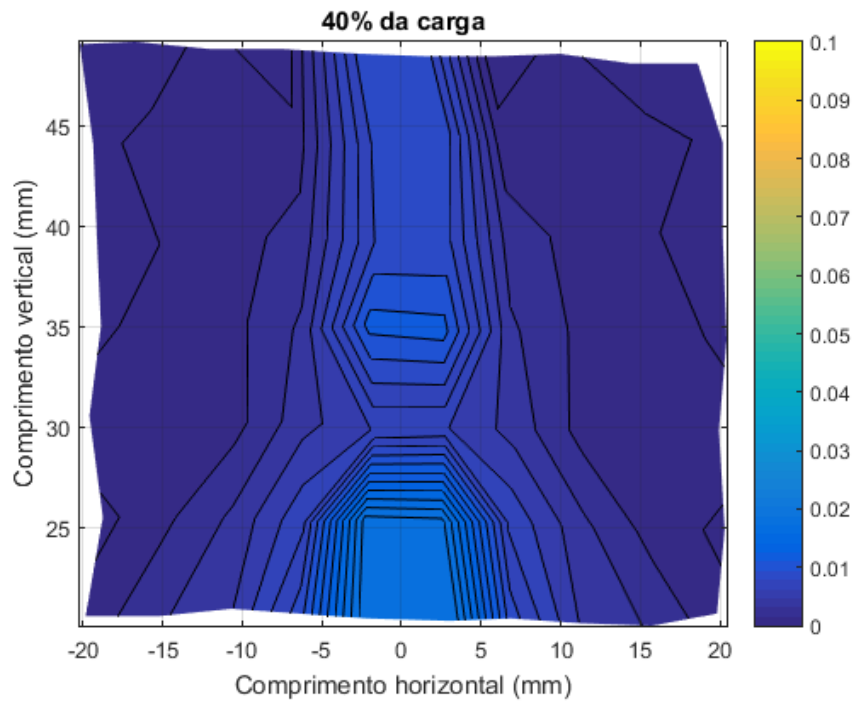
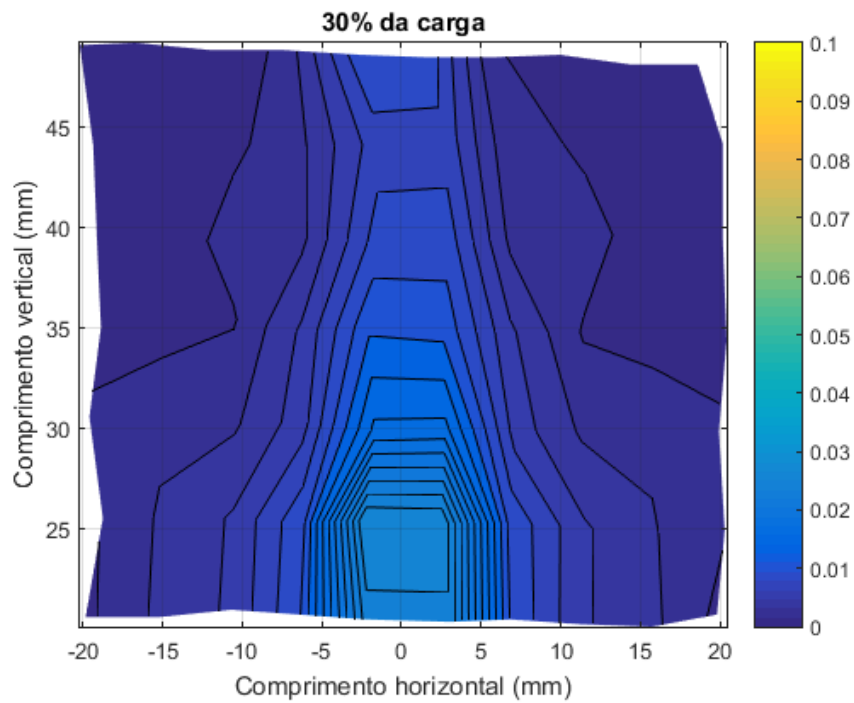
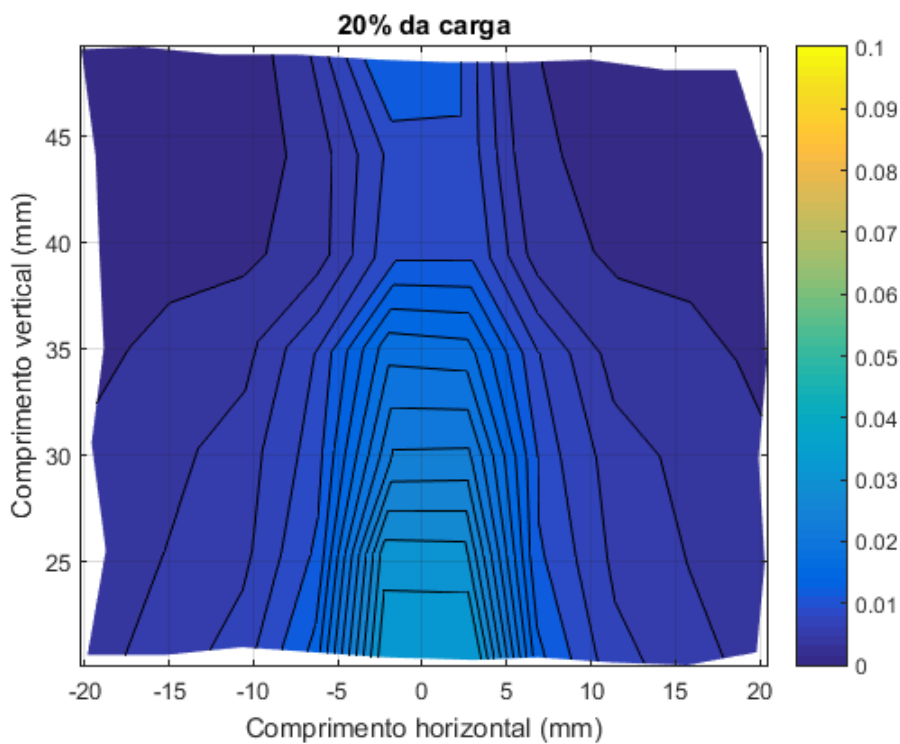
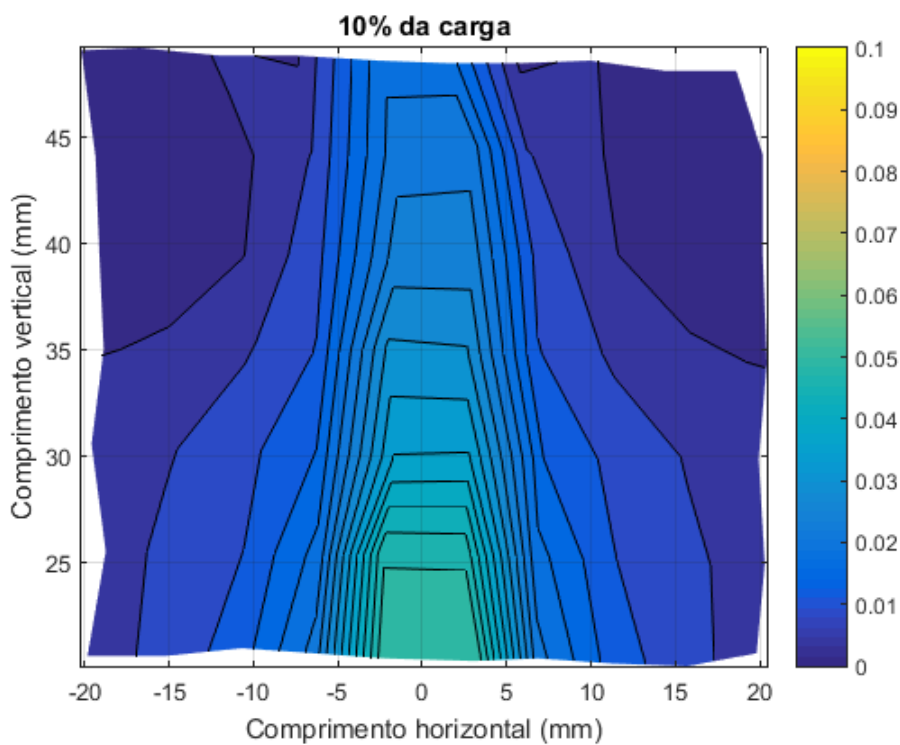


Figura 10.35: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para a Carga de pico

Figura 10.36: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 80% pós-carga de picoFigura 10.37: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 60% pós-carga de pico

Figura 10.38: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 40% pós-carga de picoFigura 10.39: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 30% pós-carga de pico

Figura 10.40: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 20% pós-carga de picoFigura 10.41: Isofaixas de ($\bar{\epsilon}$) para 10% pós-carga de pico

Nas imagens apresentadas é possível observar as duas fases descritas na Fig. 10.34. Nas Figs. 10.35, 10.36, 10.37, enquanto ocorre a propagação lenta da macrotrinca, observa-se a formação de uma região deteriorada, vizinha à falha localizada, verificada pelo aumento da deformação média ($\bar{\epsilon}$). A partir de 60% da carga de pico (Fig. 10.38) observa-se um aumento significativo da abertura de trinca acompanhado de um processo de localização das deformações.

Utilizando a referência de $\bar{\epsilon}$ igual a 0,005 como o limite da zona de processo de fratura, observa-se que a faixa deste nível de deformação ultrapassou a área filmada na Viga V1, na direção horizontal, levando a concluir que a extensão da zona de processo ultrapassa os 40 mm monitorados pelo DIC para essa Viga V1.

Ao comparar as Figs. 10.12 e 10.41, referente ao mesmo nível de carregamento (10% da pós-carga de pico), para as vigas V1 dos concretos C50d12F22 e C25d25F26, observa-se que o comprimento na horizontal das faixas de deformação média ($\bar{\epsilon}$) na viga V1 do concreto C50d12F22 encontram-se mais próximas do que no concreto C25d25F26. (Para um $\bar{\epsilon}$ igual à 0,02 o comprimento horizontal desta faixa na viga V1 do concreto C50d12F22 é de aproximadamente $\pm 7,5$ mm, enquanto para a viga V1 do concreto C25d25F26 é de aproximadamente ± 15 mm).

Como essa deformação média serve como medida de grandeza do tamanho da zona de processo de fratura, pode-se concluir que a zona de processo do concreto C50d12F22 é menor do que a ZPF do concreto C25d25F26, comprovando que o tamanho da ZPF varia em função da microestrutura do concreto.

Esse comportamento também foi observado ao se comparar as isofaixas para as vigas V2 e V3 dos concretos C50d12F22 e C25d25F26. As Figs. 10.42 e 10.43 apresentam as isofaixas para o carregamento equivalente à 10% da carga de pico.

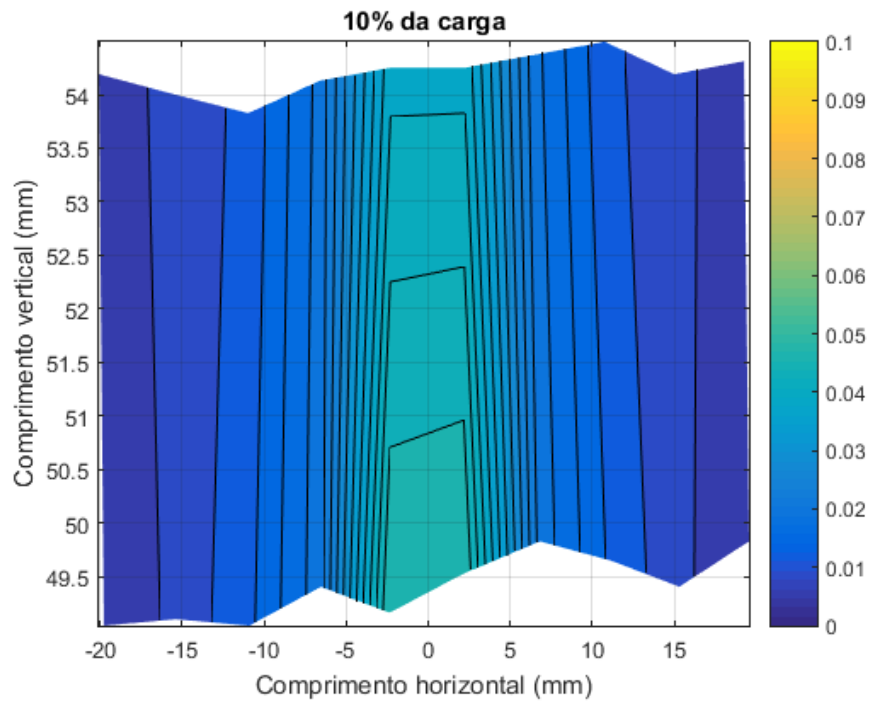


Figura 10.42: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% da carga de pico (Viga V2)

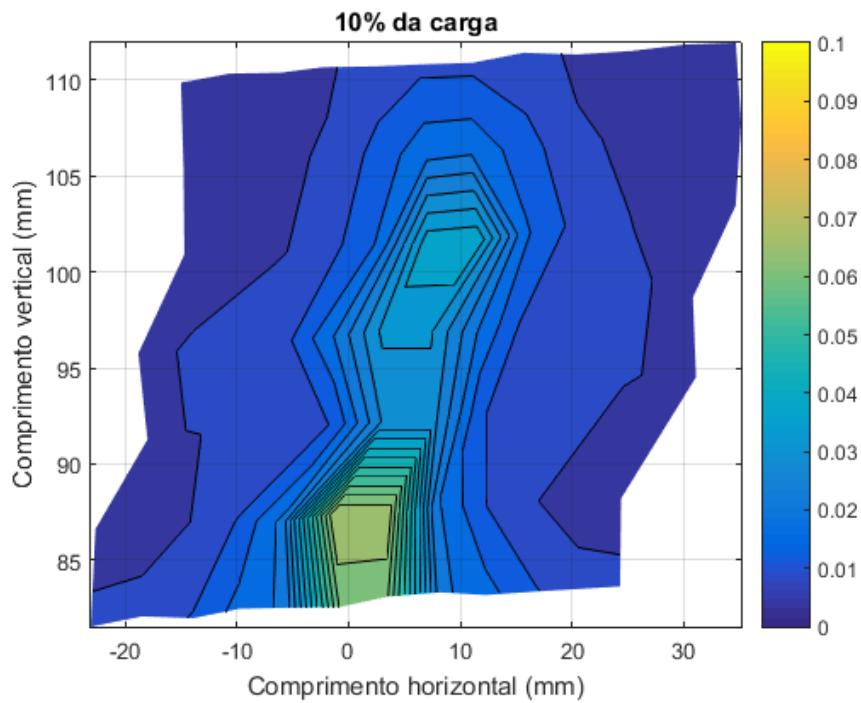


Figura 10.43: Isofaixas de $(\bar{\epsilon})$ para 10% da carga de pico (Viga V3)

Capítulo 11

Resultados e Discussão: Microestrutura do Concreto

*“Não haverá borboletas se a vida não passar
por longas e silenciosas metamorfoses”*

(Rubem Alves)

11.1 Microestrutura do Concreto

Para avaliar a influência das variáveis de interesse (classe de resistência, diâmetro máximo do agregado e módulo de finura) no comportamento estrutural das vigas submetidas à flexão, adotou-se, como referência, as curvas médias carga versus deslocamento obtidas para as vigas V2, apresentadas no item 8.1, em função da grande quantidade de dados gerados por este trabalho. Para melhoria de representação foram plotados cerca de 100 pontos por curva.

11.1.1 Classe de Resistência

As Figs. 11.1, 11.2, 11.3 e 11.4 apresentam a comparação entre os pares de concretos C25d12F22 e C50d12F22; C25d12F26 e C50d12F26; C25d25F22 e C50d25F22; C25d25F26 e C50d25F26, respectivamente.

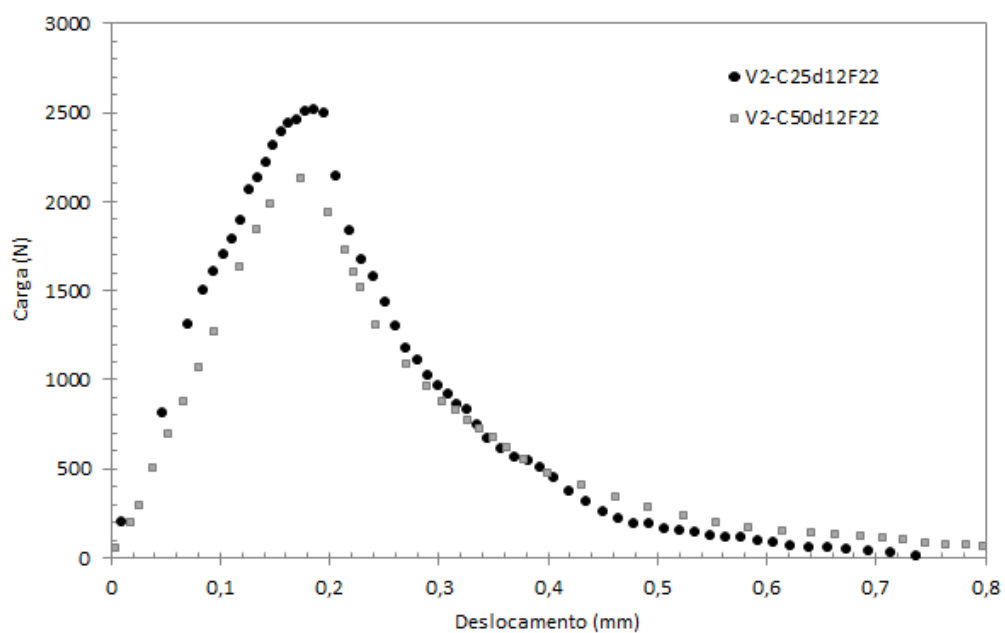


Figura 11.1: Carga x Deslocamento - C25d12F22 x C50d12F22

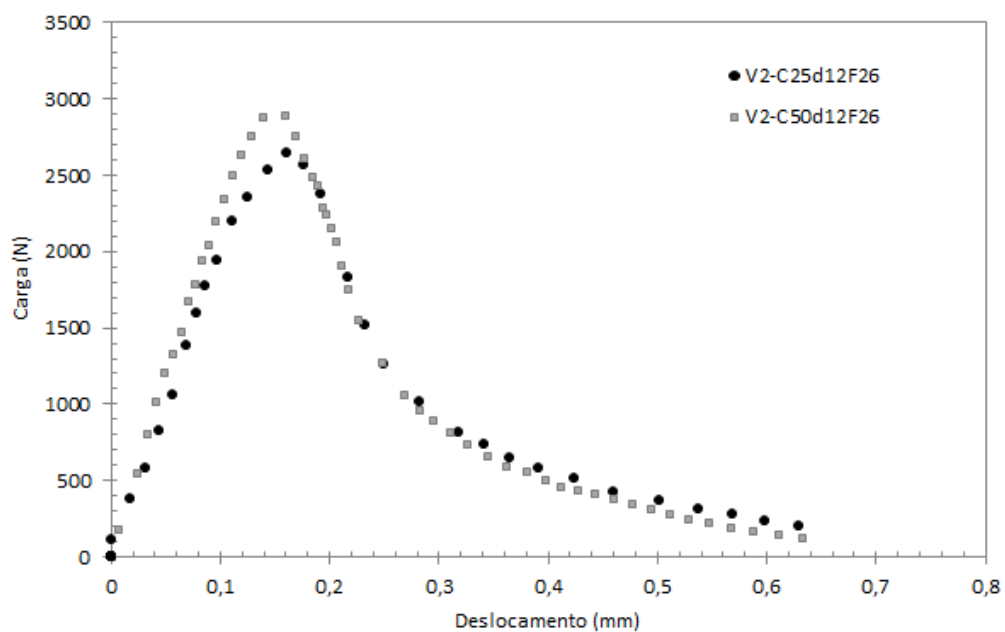


Figura 11.2: Carga x Deslocamento - C25d12F26 x C50d12F26

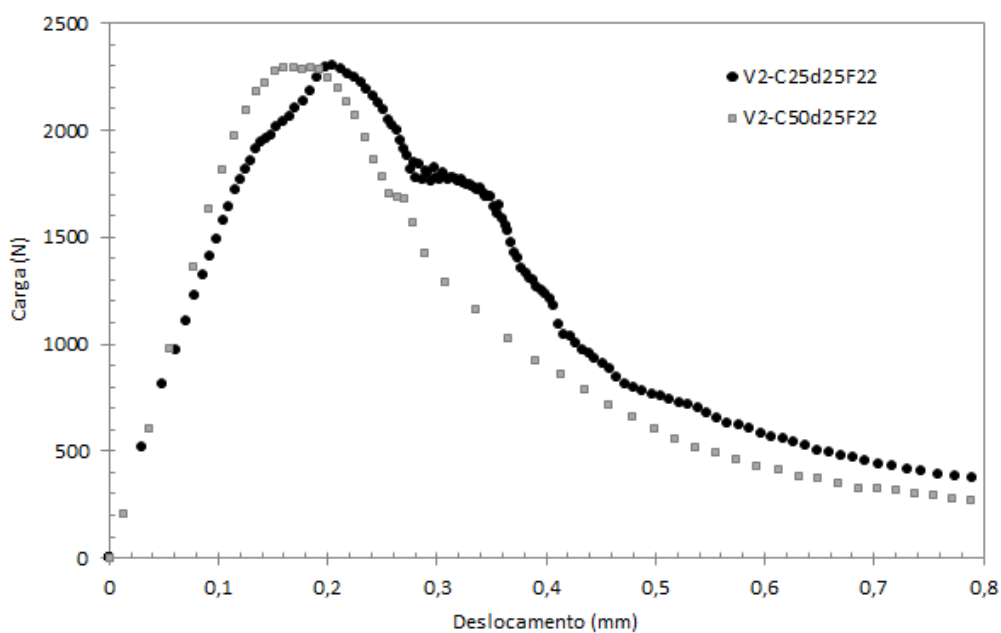


Figura 11.3: Carga x Deslocamento - C25d25F22 x C50d25F22

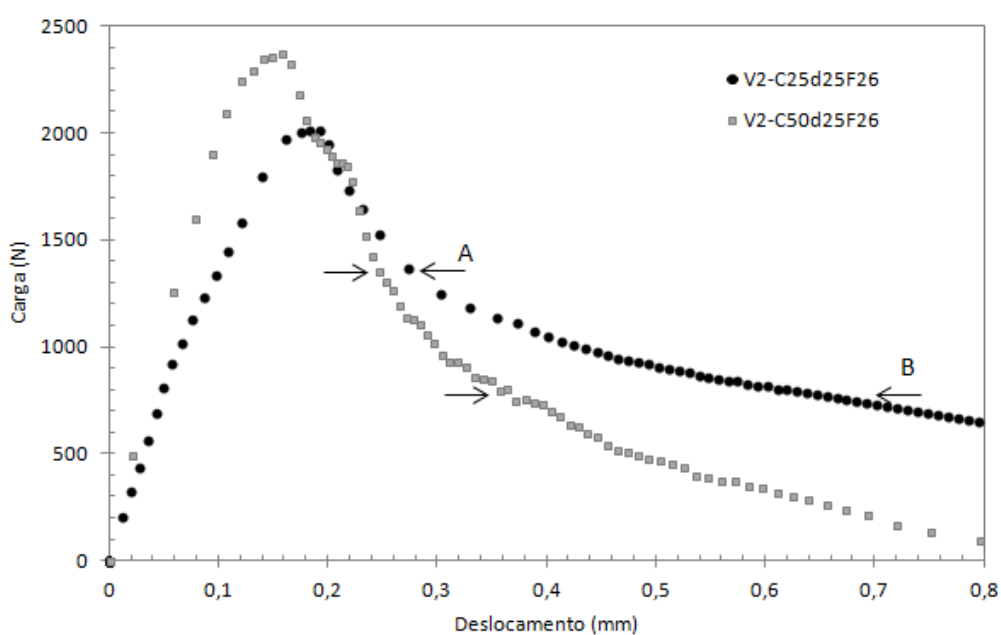


Figura 11.4: Carga x Deslocamento - C25d25F26 x C50d25F26

Observa-se que o aumento da ductilidade foi mais evidenciado nos concretos fabricados com agregados gráudos com diâmetro máximo maiores (Fig. 11.3 e Fig. 11.4), quando se comparam dois concretos em termos de resistência nominal.

Na Fig. 11.4 observa-se que, para o mesmo nível de carregamento, a diferença percentual entre as aberturas varia de 10% no ponto A (70% da carga de pico) até 48% no ponto B(35% da carga de pico).

Nos demais gráficos as curvas ficaram muito similares indicando que para agregados graúdos de diâmetro máximo igual à 12,5 mm as variações das resistências de 25 MPa para 50 MPa não altera significativamente a ductilidade do concreto.

Essa análise também foi realizada com as curvas Carga x CMOD e resultados similares foram obtidos. As Figs. 11.5, 11.6, 11.7 e 11.8 apresentam essa análise para os pares de concretos C25d12F22 e C50d12F22; C25d12F26 e C50d12F26; C25d25F22 e C50d25F22; C25d25F26 e C50d25F26.

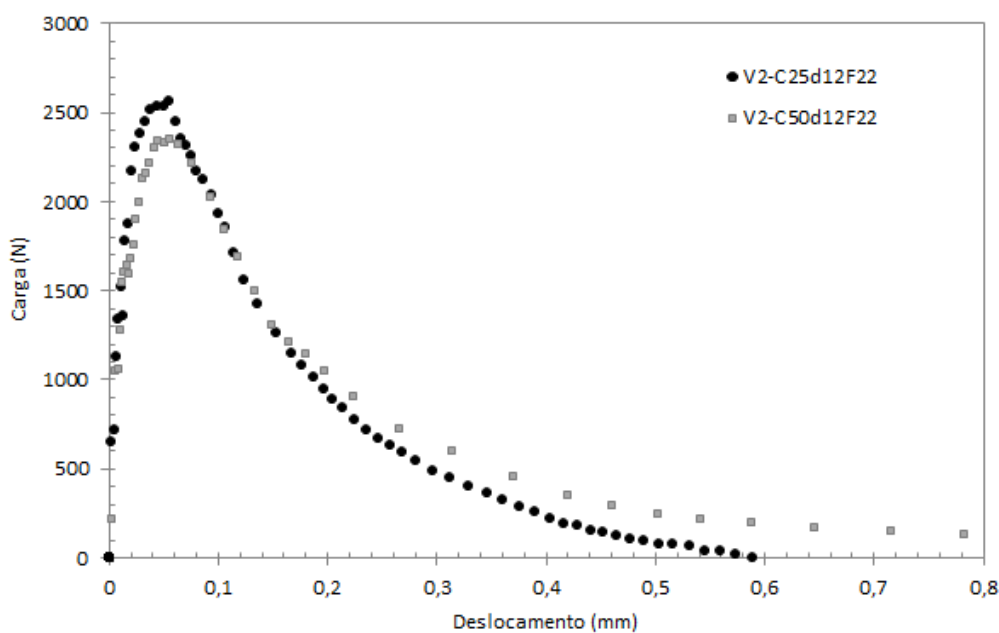


Figura 11.5: Carga x CMOD - C25d12F22 x C50d12F22

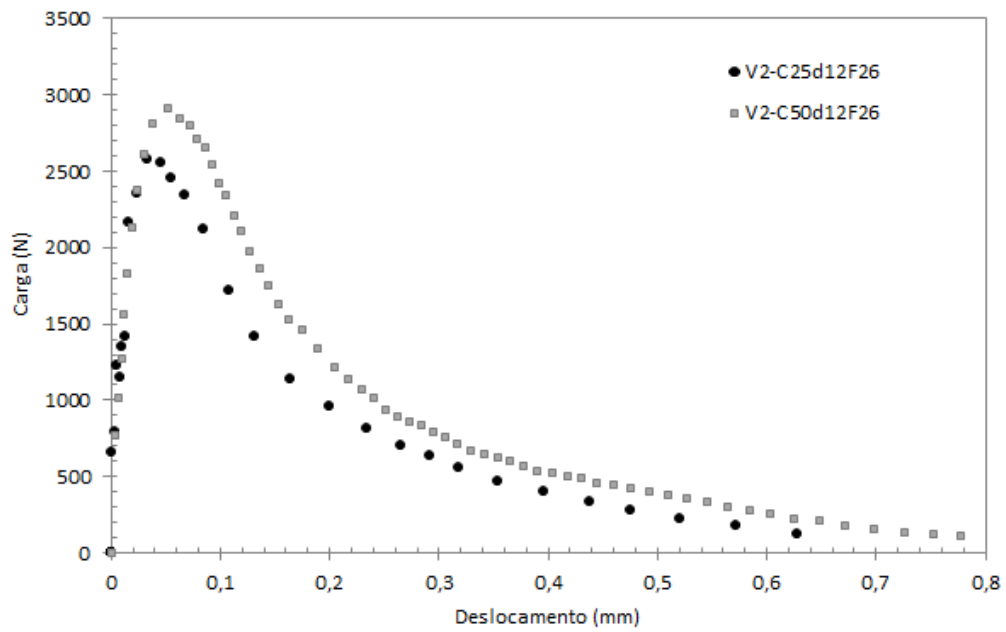


Figura 11.6: Carga x CMOD - C25d12F26 x C50d12F26

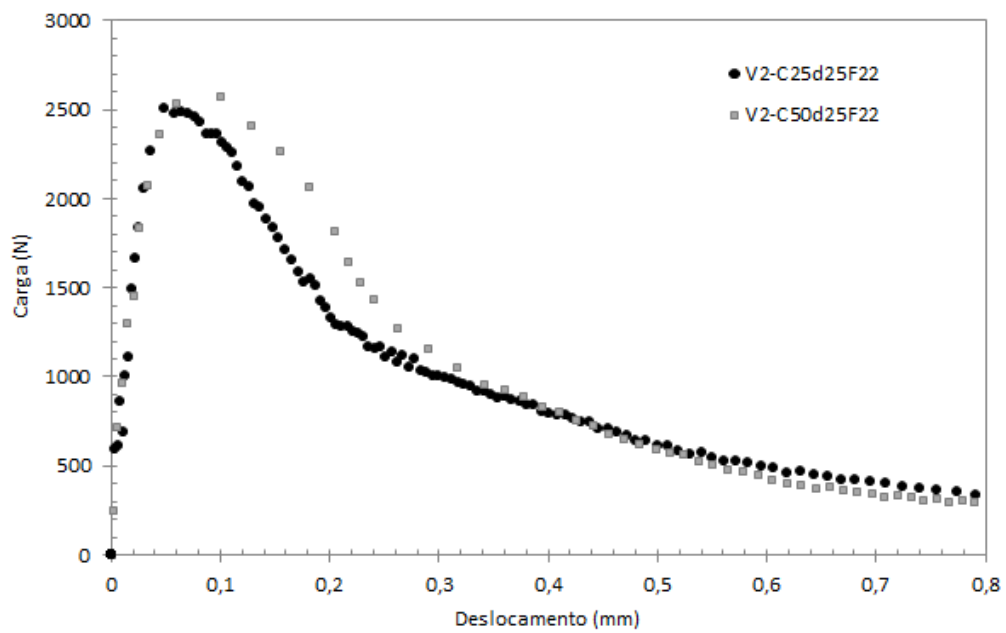


Figura 11.7: Carga x CMOD - C25d25F22 x C50d25F22

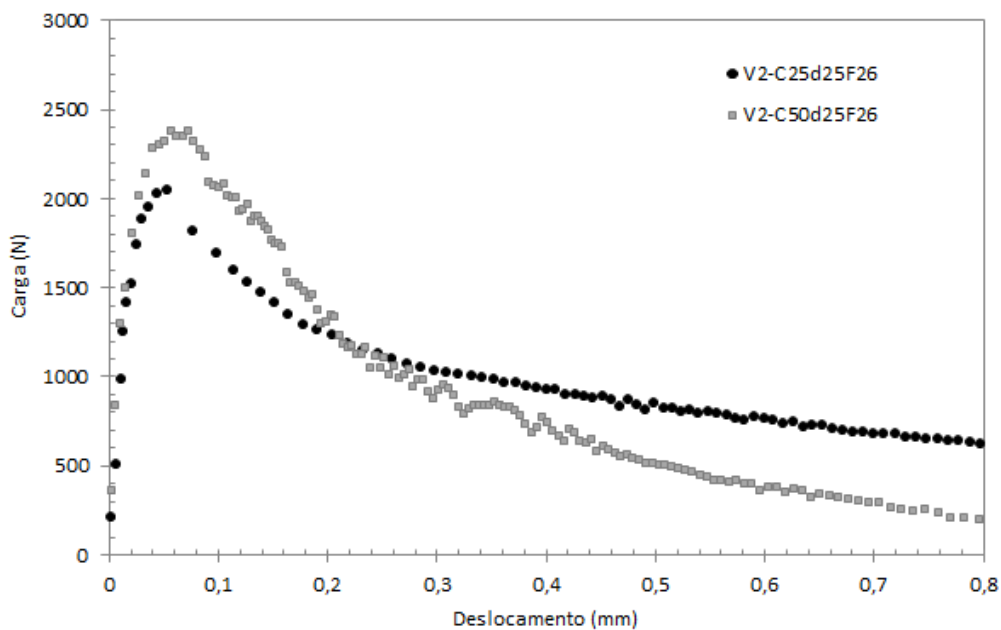


Figura 11.8: Carga x CMOD - C25d25F26 x C50d25F26

11.1.2 Diâmetro Máximo do Agregado Graúdo

As Figs. 11.9, 11.10, 11.11 e 11.12 apresentam a comparação entre os pares de concretos C25d12F22 e C25d25F22; C25d12F26 e C25d25F26; C50d12F22 e C50d25F22; C50d12F26 e C50d25F26, respectivamente, visando avaliar a influência do diâmetro máximo do agregado no comportamento das vigas de concreto durante os ensaios de flexão em três.

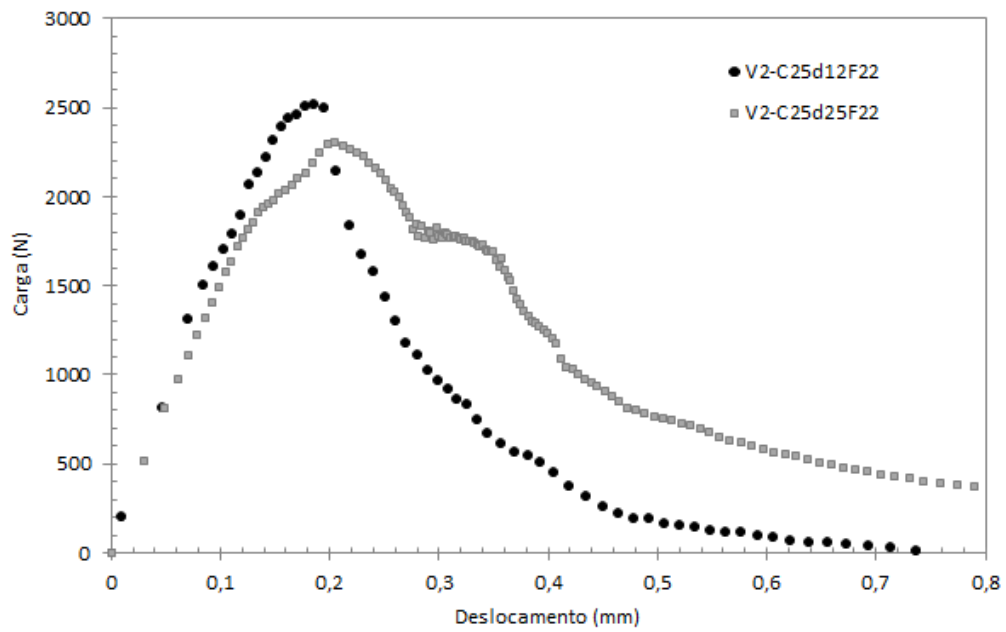


Figura 11.9: Carga x Deslocamento - C25d12F22 x C25d25F22

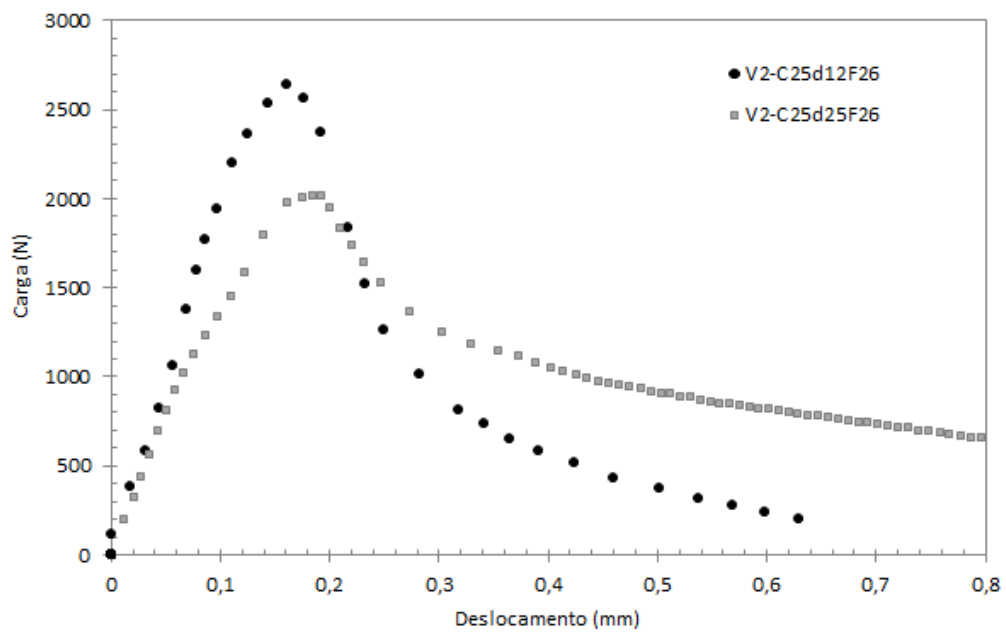


Figura 11.10: Carga x Deslocamento - C25d12F26 x C25d25F26

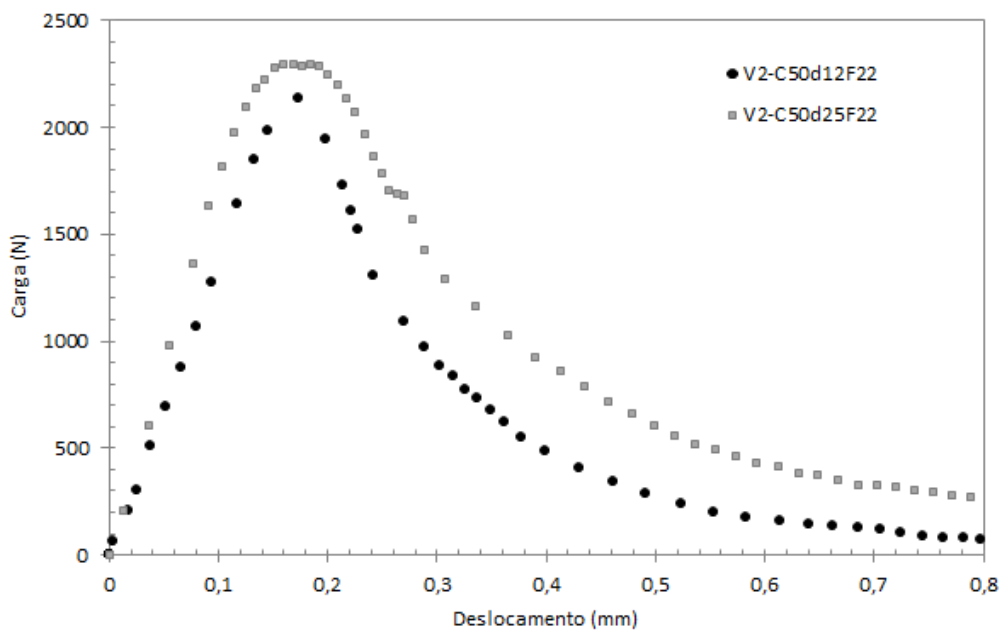


Figura 11.11: Carga x Deslocamento - C50d12F22 x C50d25F22

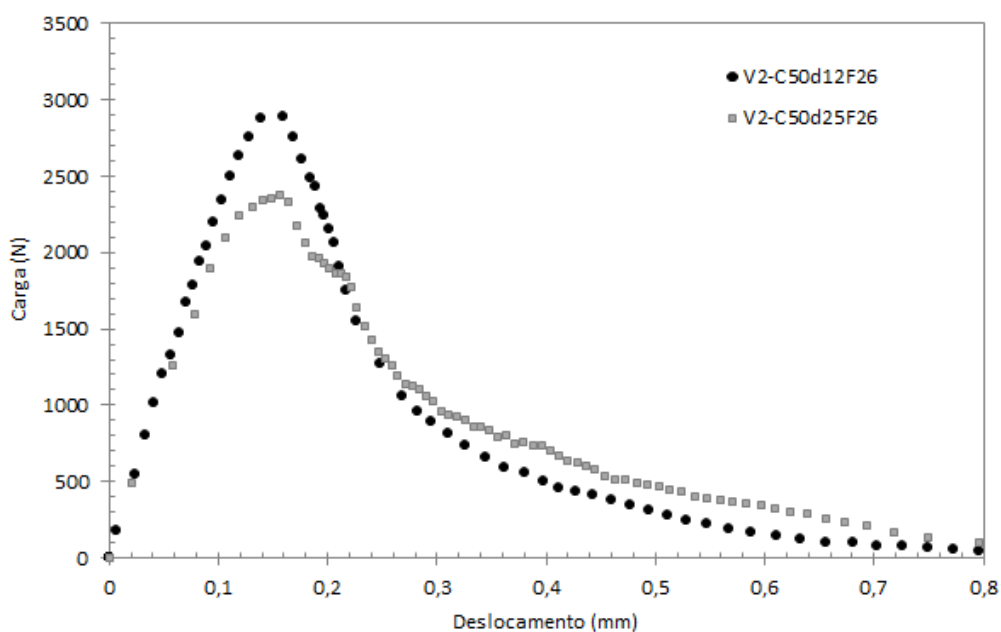


Figura 11.12: Carga x Deslocamento - C50d12F26 x C50d25F26

Para todas as combinações realizadas observa-se um aumento da ductilidade quando se substitui o agregado graúdo de 12,5 mm por um de 25 mm. O aumento do diâmetro máximo do agregado implica num maior consumo de energia pela trinca

em decorrência da necessidade de contornar os grãos, tal como detalhado na apresentação dos mecanismos de resistência (seção 2.1).

Este mesmo tipo de análise foi realizada com as curvas Carga x CMOD e resultados similares foram obtidos. As Figs. 11.13, 11.14, 11.15 e 11.16 apresentam essa análise para os pares de concretos C25d12F22 e C25d25F22; C25d12F26 e C25d25F26; C50d12F22 e C50d25F22; C50d12F26 e C50d25F26.

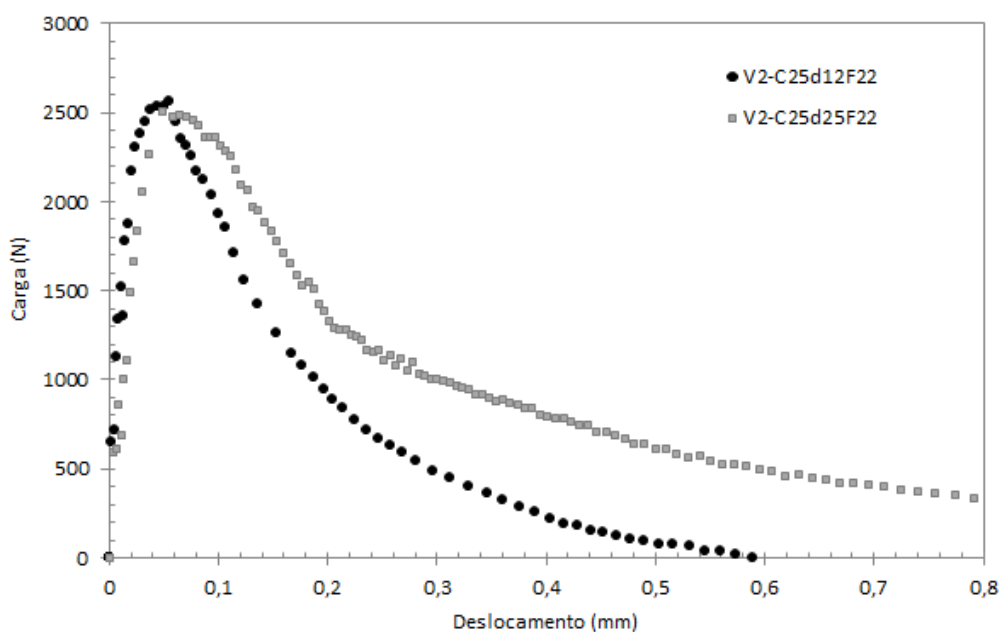


Figura 11.13: Carga x CMOD - C25d12F22 x C25d25F22

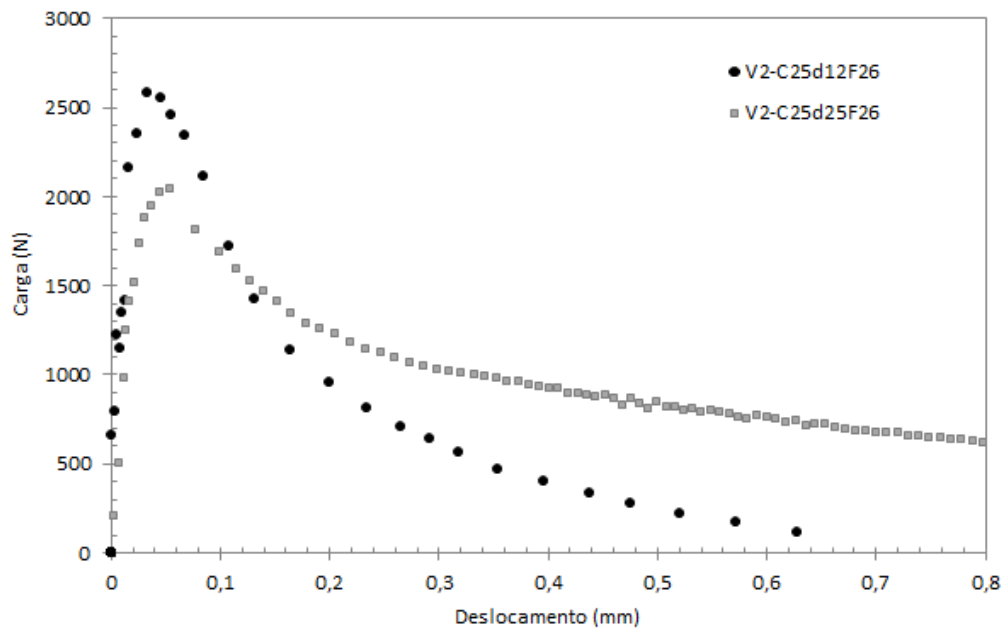


Figura 11.14: Carga x CMOD - C25d12F26 x C25d25F26

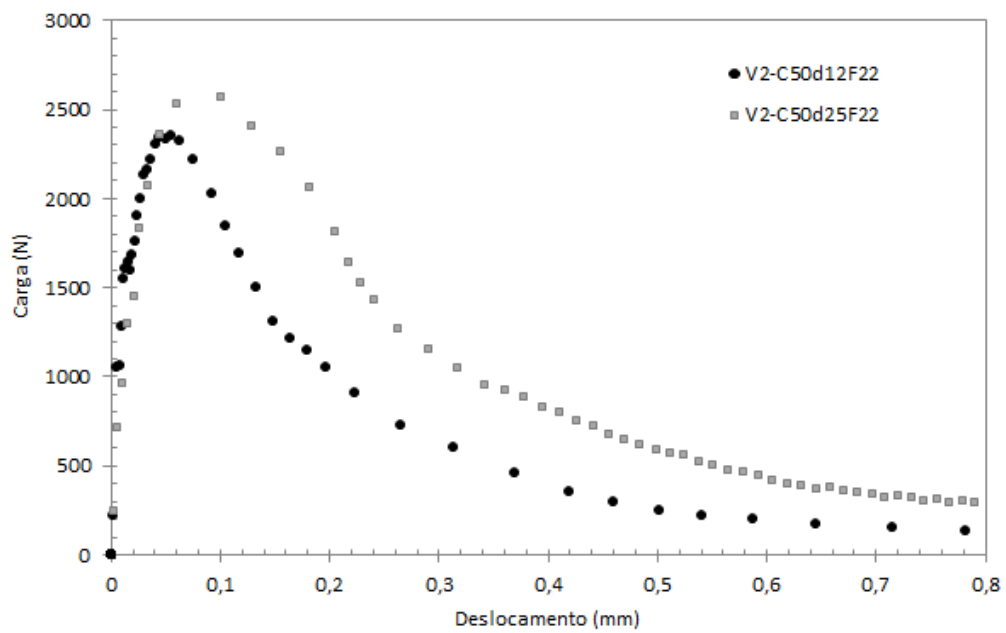


Figura 11.15: Carga x CMOD - C50d12F22 x C50d25F22

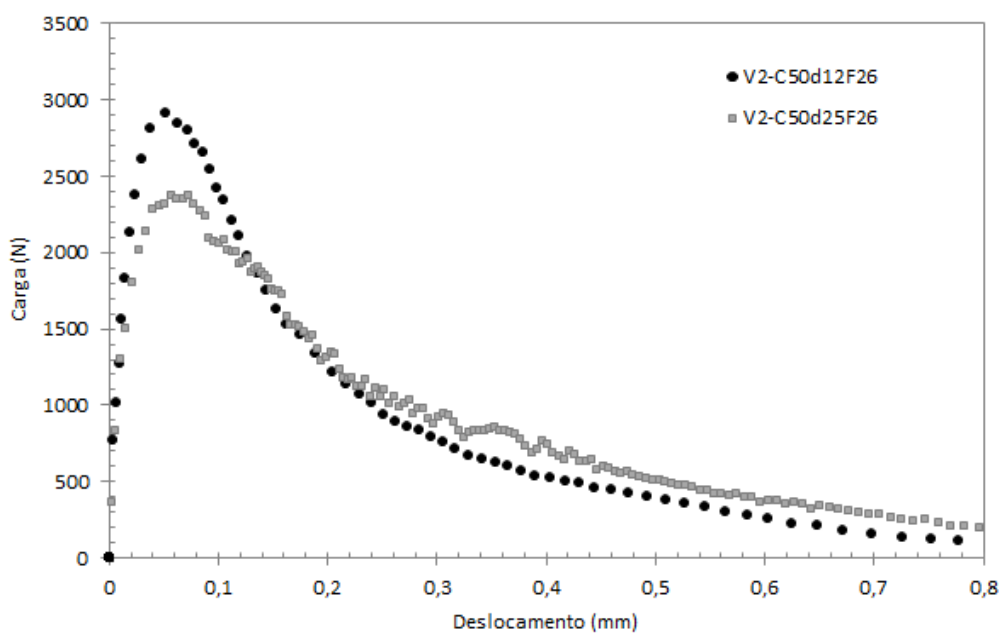


Figura 11.16: Carga x CMOD - C50d12F26 x C50d25F26

11.1.3 Módulo de Finura

As Figs. 11.17, 11.18, 11.19 e 11.20 apresentam a comparação entre os pares de concretos C25d12F22 e C25d12F26; C25d25F22 e C25d25F26; C50d12F22 e C50d12F26; C50d25F22 e C50d25F26, respectivamente.

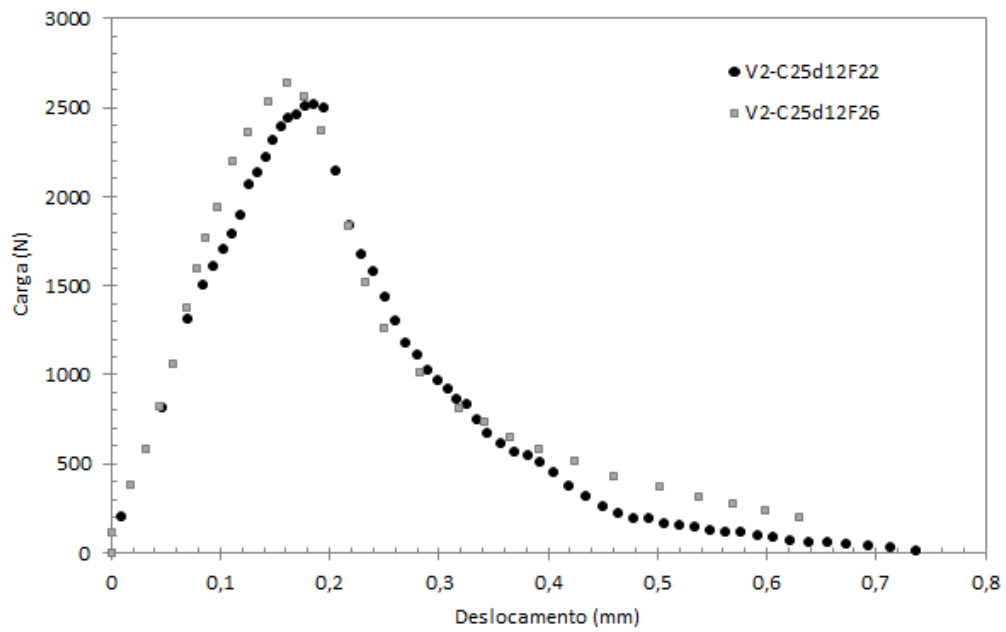


Figura 11.17: Carga x Deslocamento - C25d12F22 x C25d12F26

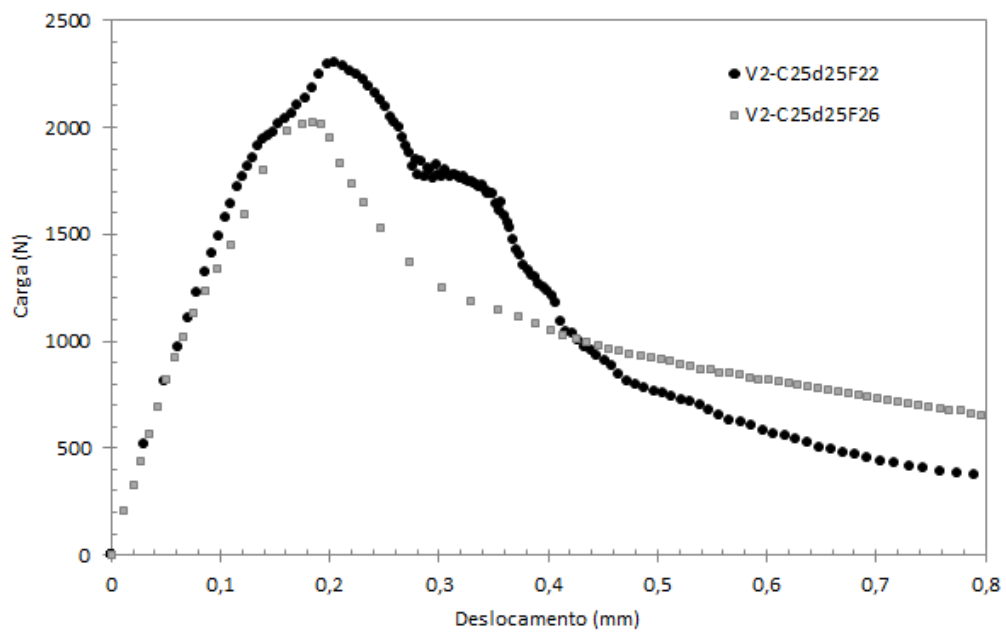


Figura 11.18: Carga x Deslocamento - C25d25F22 x C25d25F26

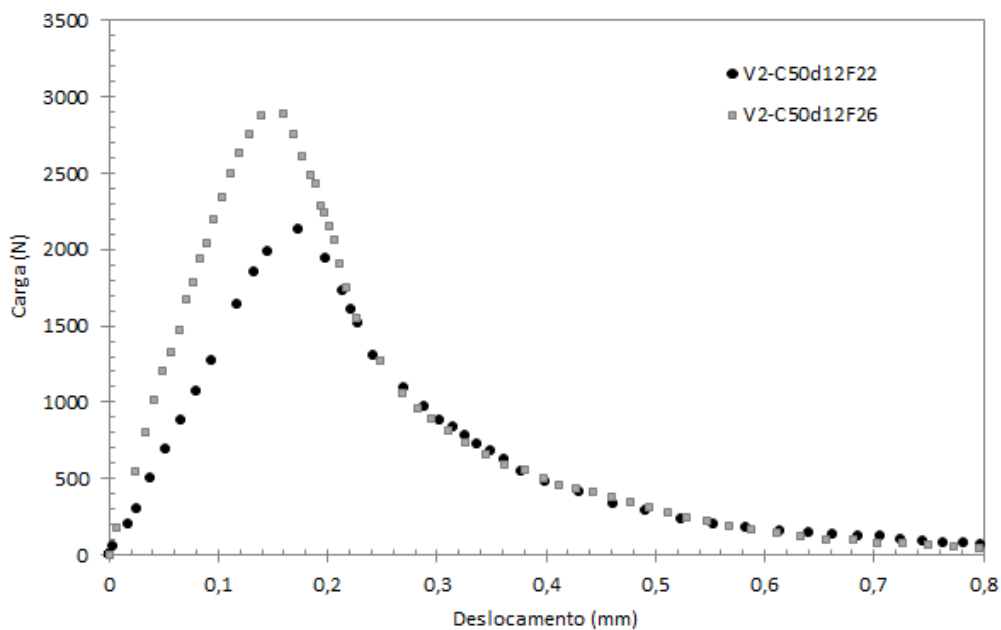


Figura 11.19: Carga x Deslocamento - C50d12F22 x C50d12F26

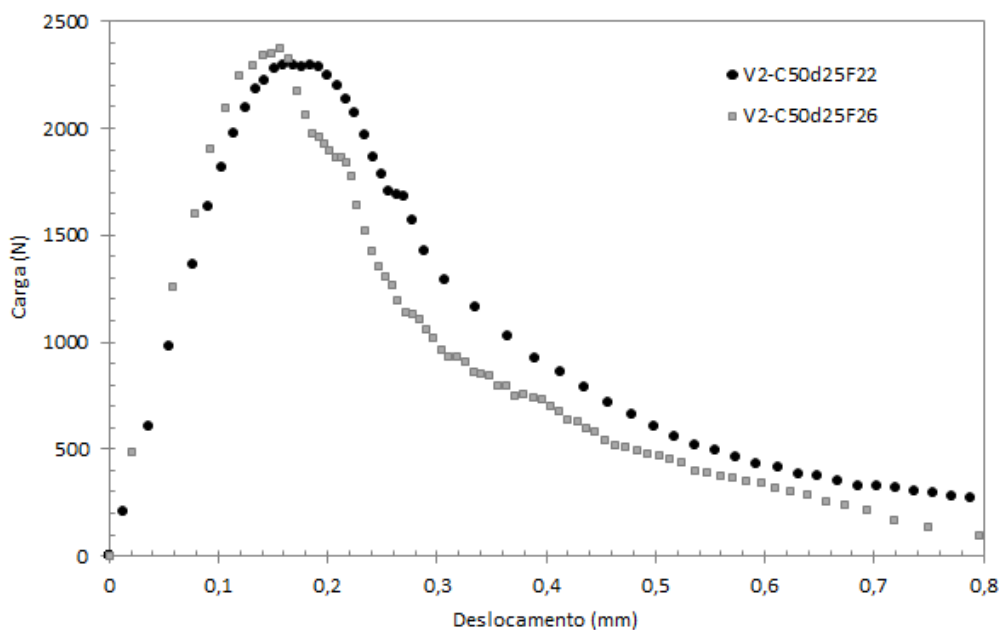


Figura 11.20: Carga x Deslocamento - C50d25F22 x C50d25F26

A alteração do módulo de finura apresentou maior influência na ductilidade para os concretos de classe de resistência de 25 MPa, conforme pode ser observado nas Figs. 11.17, 11.18. Para os concretos de maior resistência os valores dos módulos de

finura adotados não demonstraram ser um parâmetro significativo para o amolecimento do concreto.

Essa análise também foi realizada com as curvas Carga x CMOD e resultados similares foram obtidos. As Figs. 11.21, 11.22, 11.23 e 11.24 apresentam essa análise para os pares de concretos C25d12F22 e C25d12F26; C25d25F22 e C25d25F26; C50d12F22 e C50d12F26; C50d25F22 e C50d25F26.

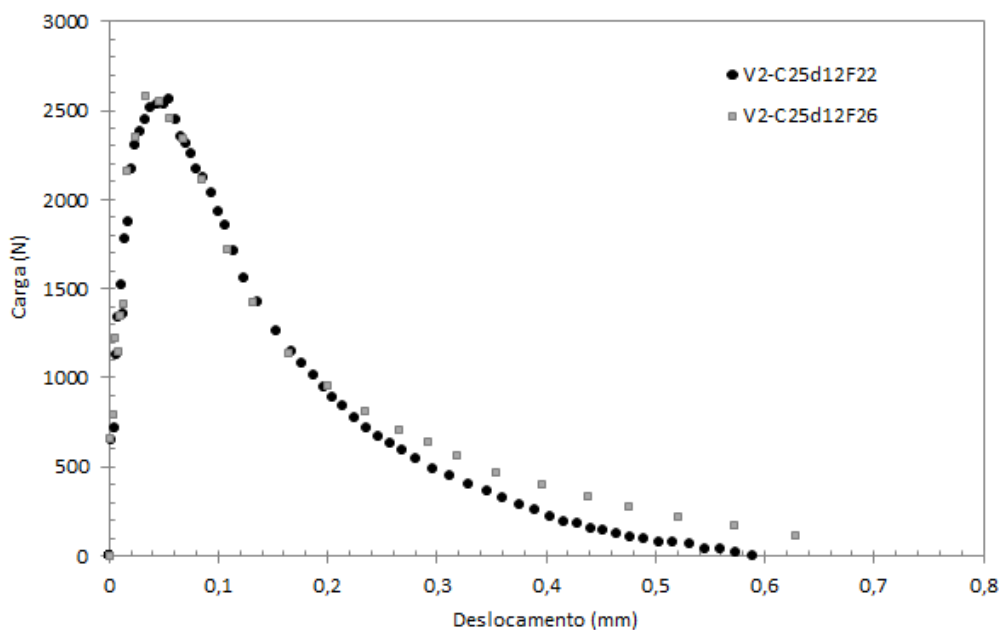


Figura 11.21: Carga x CMOD - C25d12F22 x C25d12F26

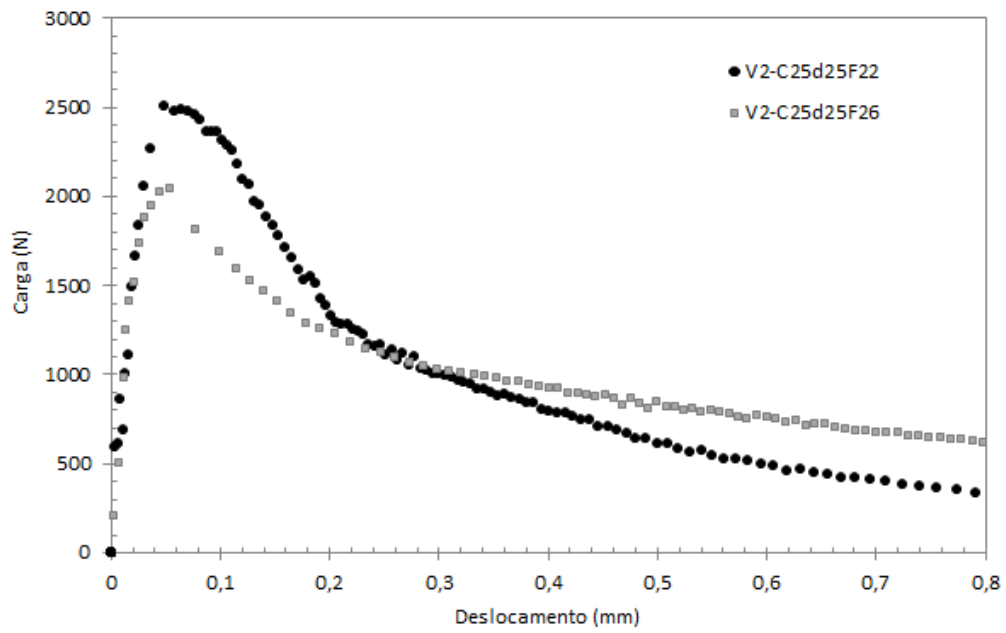


Figura 11.22: Carga x CMOD - C25d25F22 x C25d25F26

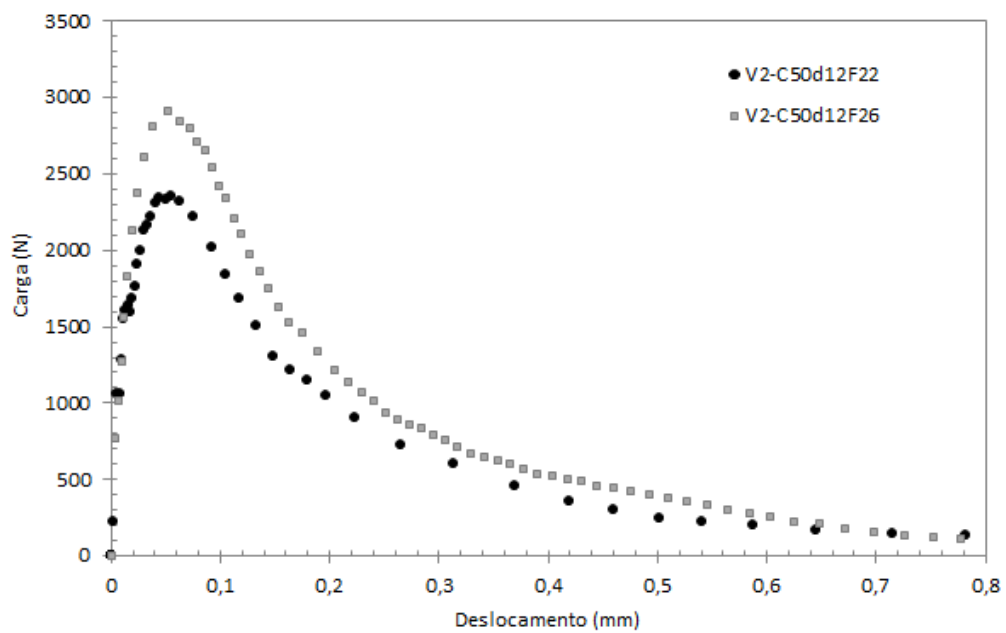


Figura 11.23: Carga x CMOD - C50d12F22 x C50d12F26

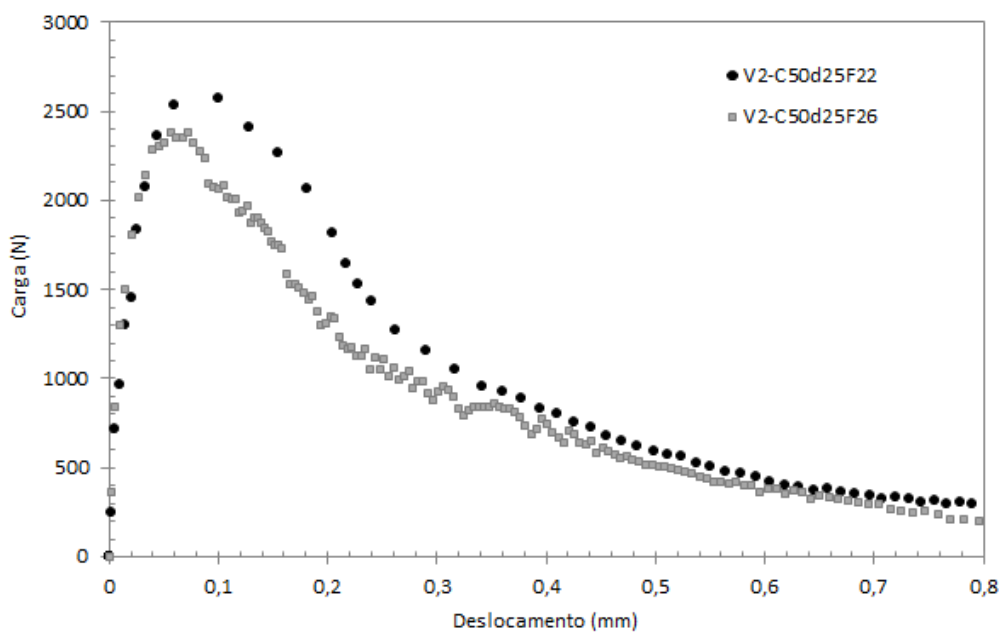


Figura 11.24: Carga x CMOD - C50d25F22 x C50d25F26

11.1.4 Quantidade de Finos

Em função das variáveis de interesse foram analisados os concretos C25d25F26 e C50d12F22. Esses dois tipos de concreto são o mais dúctil e o mais frágil, respectivamente, conforme comprovado pela análise da emissão acústica e da ZPF. Na Fig. 11.25 observa-se que para o mesmo nível de carregamento (1736 N e 678 N pós-pico) a diferença percentual entre as curvas varia de 2% no ponto A até 56% no ponto B. Esse resultado demonstra que quanto maior a classe de resistência e a quantidade de finos mais frágil se torna o concreto.

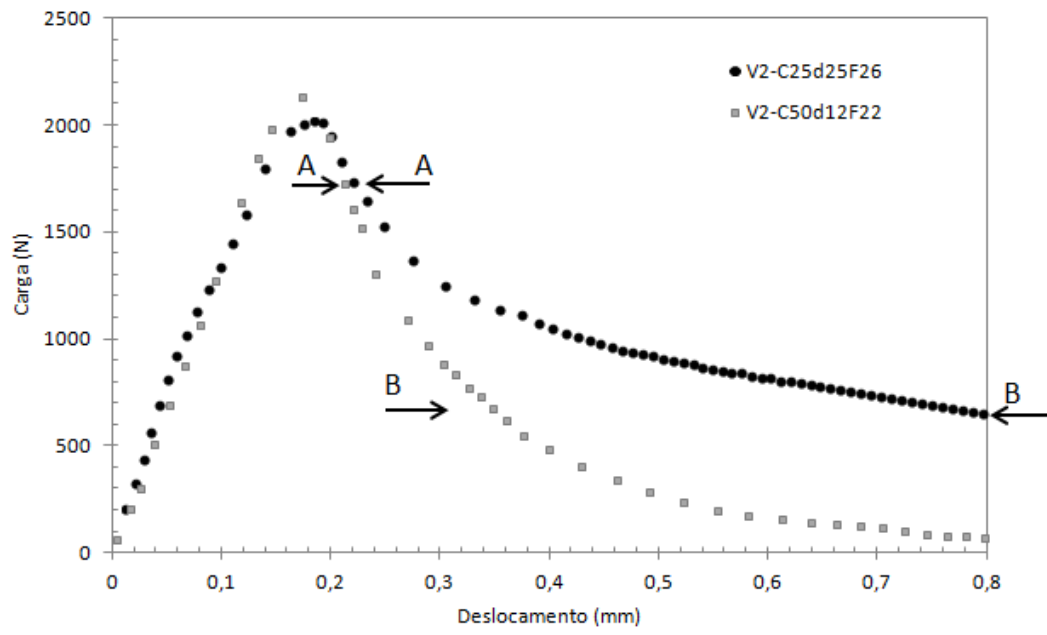


Figura 11.25: Carga x Deslocamento - C25d25F26 x C50d12F22

Capítulo 12

Considerações Finais

*“Mas o mundo foi rodando nas patas do meu cavalo
E nos sonhos que fui sonhando, as visões se clareando
As visões se clareando, até que um dia acordei.”*

(Disparada - Geraldo Azevedo)

12.1 Conclusões

Neste trabalho foi apresentada uma revisão teórica sobre o efeito de escala em estruturas de concreto, destacando porque a Mecânica da Fratura Elástica Linear não pode ser utilizada para caracterizar tais materiais. Foram apresentados também alguns conceitos importantes para entender o fenômeno da ductilidade como uma propriedade estrutural.

Posteriormente, foram apresentadas as técnicas utilizadas nesta tese, para determinação experimental dos parâmetros mecânicos e de fratura do concreto. A técnica de correlação de imagem digital demonstrou ser uma alternativa viável e apropriada para determinação de parâmetros de fratura, o que foi demonstrado com a publicação dos trabalhos de Santos et al. (2015a) e Santos et al. (2015b). O sistema de Emissão Acústica também foi útil para entender o processo de liberação de energia durante a propagação de fissuras.

Com a correlação de imagem digital e os demais recursos experimentais foi possível observar e concluir que:

- não houve influência significativa do tamanho do corpo de prova nos valores de resistência à compressão para os oito tipos de concreto estudados, comprovando que a resistência à compressão é uma propriedade do material e não uma propriedade estrutural. Esta conclusão se baseou na análise de variância dos resultados experimentais obtidos, demonstrando não haver influência do efeito de tamanho no ramo elástico ascendente, correspondente aos valores de carga anteriores ao pico de carga;
- as curvas tensão x deformação obtidas a partir dos ensaios em corpos de prova cilíndricos submetidos à compressão não sofrem influência do tamanho dos corpos de prova no ramo elástico. Por outro lado, o ramo descendente das curvas posteriores às respectivas cargas de pico não permite uma conclusão clara sobre o efeito do tamanho na ductilidade estrutural. No entanto, ao se analisar as curvas carga x deslocamento correspondentes ao comportamento pós-crítico, o efeito de escala fica mais evidenciado, observando-se inclinações mais suaves associadas aos corpos de prova menores;
- a análise estatística dos resultados obtidos para resistência à tração por meio do ensaio de compressão diametral indicaram que houve influência do tamanho na resistência estrutural à tração para os oitos tipos de concretos. Com o aumento do corpo de prova houve uma redução da resistência à tração e tendência de aumento da fragilidade (ou diminuição da ductilidade estrutural);
- não foi possível traçar as curvas tensão x deformação utilizando-se a correlação de imagem digital para os corpos de provas ensaiados à compressão diametral, uma vez que estes apresentaram um comportamento muito frágil, não sendo possível caracterizar o comportamento pós-pico de carga;
- os ramos descendentes das curvas carga x deslocamento obtidas nos ensaios de compressão diametral apresentaram inclinações mais suaves associadas aos

corpos de prova menores, quando se compara a alteração do tamanho dos corpos de prova;

- com base nos resultados obtidos e análises efetuadas neste trabalho, houve evidência de que o módulo de elasticidade é uma propriedade do material, não tendo sido observada influência do tamanho (efeito de escala) nos seus valores. Esta conclusão está baseada nos resultados obtidos para 280 corpos de prova cilíndricos de tamanhos distintos ensaiados pelo método de impulso acústico;
- o agregado graúdo demonstrou ser o componente que mais influencia no comportamento de amolecimento do concreto. Pelas análises realizadas observou-se um aumento da ductilidade quando se o aumenta o diâmetro máximo do agregado graúdo;
- a alteração do módulo de finura apresentou maior influência na ductilidade para os concretos de classe de resistência de 25 MPa. Para os concretos de maior resistência os valores dos módulos de finura adotados não demonstraram ser um parâmetro significativo para o amolecimento do concreto;
- pelos resultados obtidos, observou-se que, quanto maior a resistência à compressão e maior a quantidade de finos adicionada, mais frágil se torna o concreto, tal como se revela em outros trabalhos da literatura específica;
- com o aumento do tamanho das vigas ocorreu uma menor quantidade de picos de amplitude de sinais de EA. Esse fato serviu para caracterizar o efeito de escala, uma vez que quanto mais dúctil o comportamento do material maior o número de eventos acústicos que são observados antes da fratura total do corpo de prova;
- os sinais de emissão acústica apresentaram uma boa correspondência para indicar o nível de dano em uma estrutura. Pela análise, conclui-se que quanto maior o número de hits e de energia dissipada mais frágil é o concreto. Em

paralelo a isso observou-se que para um mesmo tamanho de viga concretos mais frágeis possuem menos eventos, com maiores amplitudes percentuais;

- pelas observações realizadas, quanto mais frágil for o concreto mais rapidamente a trinca atinge a face externa do corpo de prova;
- quanto maior a viga, mais energia é liberada em um menor espaço de tempo. Essa característica está diretamente ligada com o efeito de escala. Peças menores, por serem mais dúcteis, tendem a dissipar a energia de forma mais bem distribuída ao longo do tempo, ao contrário de peças maiores que liberam a energia de modo quase instantâneo revelando um comportamento mais frágil;
- o número total de eventos da emissão acústica e a energia liberada aumenta com os tamanhos dos corpos de prova, sendo que o início da fratura é detectada mais cedo em corpos de prova menores;
- a energia dissipada não varia para o mesmo nível de carregamento, sendo independente do tamanho. Essa observação corrobora a hipótese de que o tamanho da Zona de Processo de Fratura (ZPF) é constante, dependendo das propriedades internas do material e não do tamanho da estrutura;
- pelos resultados obtidos, conclui-se que a zona de processo de fratura possui a mesma dimensão quando se analisa o mesmo tipo de concreto, caracterizando-se como uma propriedade do material, função da sua estrutura interna e independente do tamanho da peça. Assim, com o aumento do tamanho da peça ocorre localização de deformações, fenômeno que justifica o aumento da fragilidade à medida que se aumenta o tamanho das peças. Essa análise foi realizada utilizando o conceito de deformação média ($\bar{\epsilon}$) como um parâmetro de medida da zona de processo de fratura;
- a comparação de concretos com composições distintas mostrou que os concretos mais frágeis apresentaram zonas de processo à fratura menores, sendo essa

conclusão obtida a partir do cálculo da deformação média determinada pela DIC.

Neste sentido, após apresentação das conclusões, é possível resumir dizendo que o efeito de escala em estruturas de concreto e sua heterogeneidade/composição são fenômenos diretamente relacionados.

É possível apontar a heterogeneidade do concreto como a principal responsável pela propagação lenta das fissuras estáveis, que antecedem a ruptura. Esta propagação lenta é acompanhada pela formação de uma região deteriorada (zona de processo), vizinha a falha localizada que leva ao colapso estrutural. Na Fig. 12.1, apresenta-se uma peça com uma trinca interna para ilustrar o fenômeno. Em torno desta trinca forma-se uma região deteriorada que leva ao colapso estrutural. A dimensão desta zona é influenciada pelo tipo de concreto, sendo um propriedade do material como apresentado e discutido ao longo do texto da tese. Para os concretos de classe de resistência de 50 MPa essa zona de processo (região 1) é menor do que para os concretos com classe de resistência de 25 MPa (região 2). Analisando a quantidade de finos observa-se também que quanto maior a quantidade de finos menor é o tamanho desta zona de processo. Considerando a região fora desta zona (região 3), observa-se que ocorre descarregamento. Essa região entra em regime pós-pico com *softening*. Ao combinar a região íntegra com a zona de processo levando em conta o seu tamanho observa-se o efeito de escala.

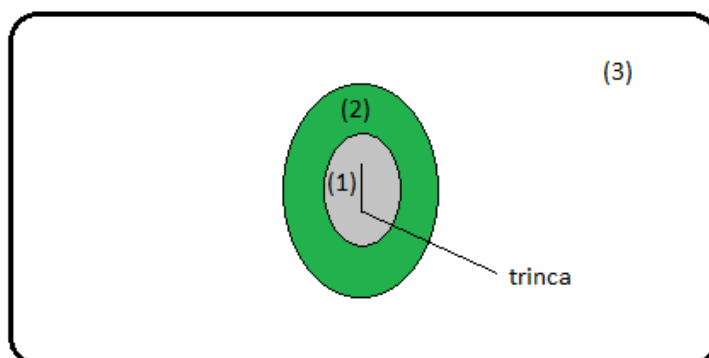


Figura 12.1: Zona de Processo x Região Íntegra x Efeito de Escala

12.2 Principais Contribuições

Neste trabalho, podem ser apontadas como principais contribuições:

- Apropriação de metodologia para uso da técnica de correlação de imagem digital, utilizando a mesma no cálculo de parâmetros de fratura e na descrição de curvas tensão x deformação de estados elementares de solicitação típicas, dos ensaios de compressão e tração simples;
- Um passo a mais na pesquisa experimental para entender a mecânica da fratura do concreto, utilizando técnicas de correlação de imagem digital e emissão acústica;
- Um elevado número de resultados experimentais que tratam do efeito de escala em estruturas de concreto, raros na literatura, e que podem subsidiar diversas análises, sejam estas experimentais, teóricas e/ou numéricas;
- Estabelecimento do conceito de deformação média ($\bar{\epsilon}$) como um parâmetro de medida da zona de processo de fratura;

12.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

Com base nos resultados obtidos, cabe fazer as seguintes sugestões para continuidade e complementação deste trabalho:

- Realizar os ensaios em vigas com entalhe no meio do vão submetida à flexão em três pontos utilizando câmeras de alta resolução com frequência de captação de fotos mais elevada e com maior área de filmagem;
- Utilizar controle de deslocamento da abertura do entalhe ao invés do controle da cabeça do atuador, para incrementar o deslocamento;
- Modelar numericamente o comportamento observado experimentalmente obtidos a fim de extrapolar para peças maiores;

- Instalar um maior número de câmeras para monitorar toda a estrutura;
- Desenvolver um sistema de captação de imagem e captação de dados simultâneos evitando o uso de planilhas eletrônicas para pós-processamento dos resultados;
- Estudar a tipologia da superfície da ruptura, determinando rugosidades e formas da superfície rompida comparando com os eventos de EA gerados.
- Realizar o ensaio de Emissão Acústica utilizando um maior número de sensores piezométricos ou acoplar os quatro sensores na mesma face da viga afim de determinar o tamanho da ZPF e comparar o resultado com a resposta da Correlação de Imagem Digital.

Apêndice A

Resposta para Análise Estatística - Software Minitab

A.1 Resistência à Compressão Axial

One-way ANOVA: C25d12F22-CP1; C25d12F22-CP3; C25d12F22-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	2	83,1	41,5	2,88	0,200
Error	3	43,3	14,4		
Total	5	126,3			

S = 3,797 R-Sq = 65,76% R-Sq(adj) = 42,93%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C25d12F22-CP1	2	24,263	6,368	(-----+-----+-----+-----+-----+)
C25d12F22-CP3	3	32,543	1,163	(-----*-----)
C25d12F22-CP4	1	30,218	*	(-----*-----)

-----+-----+-----+-----+-----+
21,0 28,0 35,0 42,0

Pooled StDev = 3,797

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d12F22-CP3	3	32,543	A
C25d12F22-CP4	1	30,218	A
C25d12F22-CP1	2	24,263	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 97,50%

One-way ANOVA: C25d12F26-CP1; C25d12F26-CP2; C25d12F26-CP3; C25d12F26-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	42,11	14,04	1,55	0,312
Error	5	45,31	9,06		
Total	8	87,42			

S = 3,010 R-Sq = 48,17% R-Sq(adj) = 17,07%

Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev

Level	N	Mean	StDev	CI
C25d12F26-CP1	2	26,504	2,001	(-----*-----)
C25d12F26-CP2	3	25,708	4,511	(-----*-----)
C25d12F26-CP3	3	27,642	0,552	(-----*-----)
C25d12F26-CP4	1	33,036	*	(-----*-----)

25,0 30,0 35,0 40,0

Pooled StDev = 3,010

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d12F26-CP4	1	33,036	A
C25d12F26-CP3	3	27,642	A
C25d12F26-CP1	2	26,504	A
C25d12F26-CP2	3	25,708	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,59%

One-way ANOVA: C25d25F22-CP1; C25d25F22-CP2; C25d25F22-CP3; C25d25F22-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	33,36	11,12	2,00	0,256
Error	4	22,19	5,55		
Total	7	55,55			

S = 2,355 R-Sq = 60,06% R-Sq(adj) = 30,10%

Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev

Level	N	Mean	StDev	CI
C25d25F22-CP1	2	19,888	1,432	(-----*-----)
C25d25F22-CP2	2	20,471	4,037	(-----*-----)
C25d25F22-CP3	3	24,306	1,385	(-----*-----)
C25d25F22-CP4	1	24,041	*	(-----*-----)

16,0 20,0 24,0 28,0

Pooled StDev = 2,355

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d25F22-CP3	3	24,306	A
C25d25F22-CP4	1	24,041	A
C25d25F22-CP2	2	20,471	A
C25d25F22-CP1	2	19,888	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,48%

One-way ANOVA: C50d12F26-CP1; C50d12F26-CP2; C50d12F26-CP3; C50d12F26-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	51,6	17,2	0,32	0,813
Error	4	216,9	54,2		
Total	7	268,5			

S = 7,364 R-Sq = 19,23% R-Sq(adj) = 0,00%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C50d12F26-CP1	2	50,131	1,951	(-----*-----)
C50d12F26-CP2	2	43,156	1,702	(-----*-----)
C50d12F26-CP3	3	45,351	10,252	(-----*-----)
C50d12F26-CP4	1	45,694	*	(-----*-----)

-----+-----+-----+-----+-----+
36 48 60 72

Pooled StDev = 7,364

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C50d12F26-CP1	2	50,131	A
C50d12F26-CP4	1	45,694	A
C50d12F26-CP3	3	45,351	A
C50d12F26-CP2	2	43,156	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,48%

One-way ANOVA: C50d25F22-CP1; C50d25F22-CP2; C50d25F22-CP3; C50d25F22-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	122,2	40,7	1,99	0,235
Error	5	102,6	20,5		
Total	8	224,8			

S = 4,530 R-Sq = 54,36% R-Sq(adj) = 26,97%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C50d25F22-CP1	2	28,502	0,809	(-----*-----)
C50d25F22-CP2	2	35,737	7,823	(-----*-----)
C50d25F22-CP3	4	37,369	3,687	(-----*-----)
C50d25F22-CP4	1	38,818	*	(-----*-----)

-----+-----+-----+-----+-----+
24,0 32,0 40,0 48,0

Pooled StDev = 4,530

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C50d25F22-CP4	1	38,818	A
C50d25F22-CP3	4	37,369	A
C50d25F22-CP2	2	35,737	A
C50d25F22-CP1	2	28,502	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,59%

One-way ANOVA: C50d25F26-CP1; C50d25F26-CP2; C50d25F26-CP3; C50d25F26-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	291,1	97,0	3,48	0,130
Error	4	111,7	27,9		
Total	7	402,7			

S = 5,283 R-Sq = 72,28% R-Sq(adj) = 51,48%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C50d25F26-CP1	2	31,084	1,583	(-----*-----)
C50d25F26-CP2	2	41,605	5,204	(-----*-----)
C50d25F26-CP3	3	45,723	6,406	(-----*-----)
C50d25F26-CP4	1	46,179	*	(-----*-----)

24 36 48 60

Pooled StDev = 5,283

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C50d25F26-CP4	1	46,179	A
C50d25F26-CP3	3	45,723	A
C50d25F26-CP2	2	41,605	A
C50d25F26-CP1	2	31,084	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,48%

A.2 Resistência à Compressão Diametral

One-way ANOVA: C25d12F22-CP1; C25d12F22-CP3; C25d12F22-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	2	0,3544	0,1772	5,49	0,071
Error	4	0,1290	0,0323		
Total	6	0,4834			

S = 0,1796 R-Sq = 73,31% R-Sq(adj) = 59,97%

Level	N	Mean	StDev
C25d12F22-CP1	2	2,4250	0,0919
C25d12F22-CP3	3	2,9684	0,2240
C25d12F22-CP4	2	2,7494	0,1422

Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev

Level	Lower CI	Upper CI
C25d12F22-CP1	2,2800	2,5700
C25d12F22-CP3	2,5200	2,8168
C25d12F22-CP4	2,6072	2,8916

2,10 2,40 2,70 3,00

Pooled StDev = 0,1796

Grouping Information Using Tukey Method

Level	N	Mean	Grouping
C25d12F22-CP3	3	2,9684	A
C25d12F22-CP4	2	2,7494	A
C25d12F22-CP1	2	2,4250	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 97,65%

One-way ANOVA: C25d12F26-CP1; C25d12F26-CP2; C25d12F26-CP3; C25d12F26-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	0,2268	0,0756	3,40	0,095
Error	6	0,1335	0,0223		
Total	9	0,3603			

S = 0,1492 R-Sq = 62,94% R-Sq(adj) = 44,40%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C25d12F26-CP1	2	3,4350	0,1202	(-----*-----)
C25d12F26-CP2	3	3,0900	0,2321	(-----*-----)
C25d12F26-CP3	3	3,1222	0,0691	(-----*-----)
C25d12F26-CP4	2	2,9900	0,0424	(-----*-----)

2,75 3,00 3,25 3,50

Pooled StDev = 0,1492

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d12F26-CP1	2	3,4350	A
C25d12F26-CP3	3	3,1222	A B
C25d12F26-CP2	3	3,0900	B C
C25d12F26-CP4	2	2,9900	C

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,66%

One-way ANOVA: C25d25F22-CP1; C25d25F22-CP2; C25d25F22-CP3; C25d25F22-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	0,8830	0,2943	10,08	0,009
Error	6	0,1752	0,0292		
Total	9	1,0582			

S = 0,1709 R-Sq = 83,44% R-Sq(adj) = 75,16%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C25d25F22-CP1	2	3,3200	0,2404	(-----*-----)
C25d25F22-CP2	3	2,9876	0,1278	(-----*-----)
C25d25F22-CP3	3	2,6579	0,1672	(-----*-----)
C25d25F22-CP4	2	2,4800	0,1697	(-----*-----)

2,40 2,80 3,20 3,60

Pooled StDev = 0,1709

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d25F22-CP1	2	3,3200	A
C25d25F22-CP2	3	2,9876	A B
C25d25F22-CP3	3	2,6579	B C
C25d25F22-CP4	2	2,4800	C

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,66%

One-way ANOVA: C50d25F26-CP1; C50d25F26-CP2; C50d25F26-CP3; C50d25F26-CP4

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	1,9898	0,6633	35,21	0,000
Error	7	0,1318	0,0188		
Total	10	2,1216			

S = 0,1372 R-Sq = 93,79% R-Sq(adj) = 91,12%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C50d25F26-CP1	2	3,9800	0,1697	(----*-----)
C50d25F26-CP2	3	3,8670	0,0813	(----*----)
C50d25F26-CP3	3	3,2665	0,0880	(----*----)
C50d25F26-CP4	3	2,9307	0,1928	(---*----)

-----+-----+-----+-----
2,80 3,20 3,60 4,00

Pooled StDev = 0,1372

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C50d25F26-CP1	2	3,9800	A
C50d25F26-CP2	3	3,8670	A
C50d25F26-CP3	3	3,2665	B
C50d25F26-CP4	3	2,9307	B

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,70%

A.3 Módulo de Elasticidade Dinâmico

One-way ANOVA: C25d12F22-cp1-50; C25d12F22-cp3-100; C25d12F22-cp4-150

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	2	0,42	0,21	0,11	0,894
Error	12	22,11	1,84		
Total	14	22,53			

S = 1,357 R-Sq = 1,85% R-Sq(adj) = 0,00%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C25d12F22-cp1-50	5	32,372	0,512	(-----*-----)
C25d12F22-cp3-100	6	32,410	1,695	(-----*-----)
C25d12F22-cp4-150	4	32,767	1,494	(-----*-----)
				-----+-----+-----+-----
				31,20 32,00 32,80 33,60

Pooled StDev = 1,357

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d12F22-cp4-150	4	32,767	A
C25d12F22-cp3-100	6	32,410	A
C25d12F22-cp1-50	5	32,372	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 97,94%

One-way ANOVA: C25d12F26-cp1-50; C25d12F26-cp2-70,7; C25d12F26-cp3-100; C25d12F26-cp4-150

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	10,71	3,57	0,96	0,435
Error	17	63,37	3,73		
Total	20	74,08			

S = 1,931 R-Sq = 14,46% R-Sq(adj) = 0,00%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C25d12F26-cp1-50	6	33,890	2,766	(-----*-----)
C25d12F26-cp2-70,7	5	33,510	1,189	(-----*-----)
C25d12F26-cp3-100	6	32,243	1,474	(-----*-----)
C25d12F26-cp4-150	4	32,435	1,695	(-----*-----)

31,5 33,0 34,5 36,0

Pooled StDev = 1,931

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d12F26-cp1-50	6	33,890	A
C25d12F26-cp2-70,7	5	33,510	A
C25d12F26-cp4-150	4	32,435	A
C25d12F26-cp3-100	6	32,243	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,88%

One-way ANOVA: C25d25F22-cp1-50; C25d25F22-cp2-70,7; C25d25F22-cp3-100; C25d25F22-cp4-150

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	1,61	0,54	0,18	0,909
Error	17	50,67	2,98		
Total	20	52,28			

S = 1,726 R-Sq = 3,07% R-Sq(adj) = 0,00%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
C25d25F22-cp1-50	5	31,920	1,738	(-----*-----)
C25d25F22-cp2-70,7	6	31,572	2,180	(-----*-----)
C25d25F22-cp3-100	6	32,302	1,551	(-----*-----)
C25d25F22-cp4-150	4	31,980	0,968	(-----*-----)

31,0 32,0 33,0 34,0

Pooled StDev = 1,726

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d25F22-cp3-100	6	32,302	A
C25d25F22-cp4-150	4	31,980	A
C25d25F22-cp1-50	5	31,920	A
C25d25F22-cp2-70,7	6	31,572	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,88%

One-way ANOVA: C25d25F26-cp1-50; C25d25F26-cp2-70,7; C25d25F26-cp3-100; C25d25F26-cp4-150

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	109,54	36,51	8,18	0,001
Error	19	84,82	4,46		
Total	22	194,36			

S = 2,113 R-Sq = 56,36% R-Sq(adj) = 49,47%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev			
C25d25F26-cp1-50	5	23,784	3,338	(-----*-----)			
C25d25F26-cp2-70,7	6	25,435	2,258	(-----*-----)			
C25d25F26-cp3-100	8	28,758	1,017	(-----*-----)			
C25d25F26-cp4-150	4	29,165	1,584	(-----*-----)			
				22,5	25,0	27,5	30,0

Pooled StDev = 2,113

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C25d25F26-cp4-150	4	29,165	A
C25d25F26-cp3-100	8	28,758	A
C25d25F26-cp2-70,7	6	25,435	A
C25d25F26-cp1-50	5	23,784	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,89%

One-way ANOVA: C50d12F22-cp1-50; C50d12F22-cp2-70,7; C50d12F22-cp3-100; C50d12F22-cp4-150

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	10,274	3,425	3,86	0,024
Error	21	18,644	0,888		
Total	24	28,918			

S = 0,9422 R-Sq = 35,53% R-Sq(adj) = 26,32%

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev			
C50d12F22-cp1-50	6	36,125	0,833	(-----*-----)			
C50d12F22-cp2-70,7	6	34,620	1,006	(-----*-----)			
C50d12F22-cp3-100	8	35,907	0,977	(-----*-----)			
C50d12F22-cp4-150	5	36,312	0,927	(-----*-----)			
				34,0	35,0	36,0	37,0

Pooled StDev = 0,942

Grouping Information Using Tukey Method

	N	Mean	Grouping
C50d12F22-cp4-150	5	36,3120	A
C50d12F22-cp1-50	6	36,1250	A
C50d12F22-cp3-100	8	35,9075	A
C50d12F22-cp2-70,7	6	34,6200	A

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,89%

One-way ANOVA: C50d25F26-cp1-50,; C50d25F26-cp2-70,7; C50d25F26-cp3-100; C50d25F26-cp4-150

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	55,861	18,620	22,20	0,000
Error	19	15,936	0,839		
Total	22	71,797			

S = 0,9158 R-Sq = 77,80% R-Sq(adj) = 74,30%

Level	N	Mean	StDev
C50d25F26-cp1-50,	6	31,233	0,919
C50d25F26-cp2-70,7	6	33,580	1,061
C50d25F26-cp3-100	6	33,798	1,034
C50d25F26-cp4-150	5	35,712	0,428

Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev

Level	Lower CI	Upper CI
C50d25F26-cp1-50,	30,4	32,0
C50d25F26-cp2-70,7	32,0	33,6
C50d25F26-cp3-100	33,6	35,2
C50d25F26-cp4-150	35,2	36,8

Pooled StDev = 0,916

Grouping Information Using Tukey Method

Level	N	Mean	Grouping
t8-cp4-150	5	35,7120	A
t8-cp3-100	6	33,7983	B
t8-cp2-70,7	6	33,5800	B
t8-cp1-50,	6	31,2333	C

Means that do not share a letter are significantly different.

Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,89%

Apêndice B

Curvas características

B.1 Curvas tensão nominal x deslocamento vertical

Na sequência são apresentadas as curvas tensão nominal x deslocamento vertical e o deslocamento vertical na carga de pico e a tensão nominal para os 7 tipos de concreto não apresentados ao longo do texto.

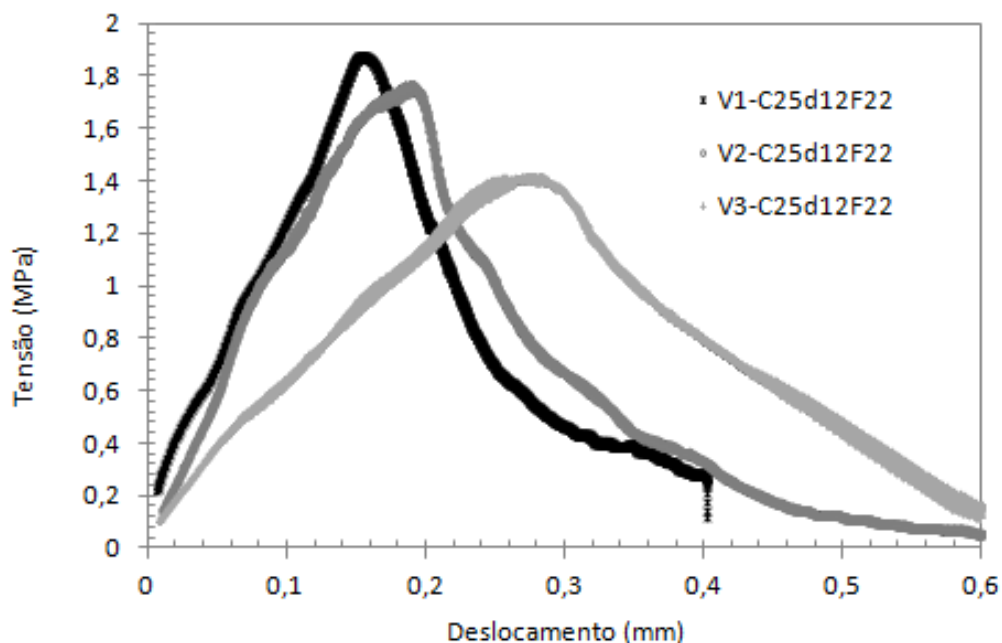


Figura B.1: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C25d12F22

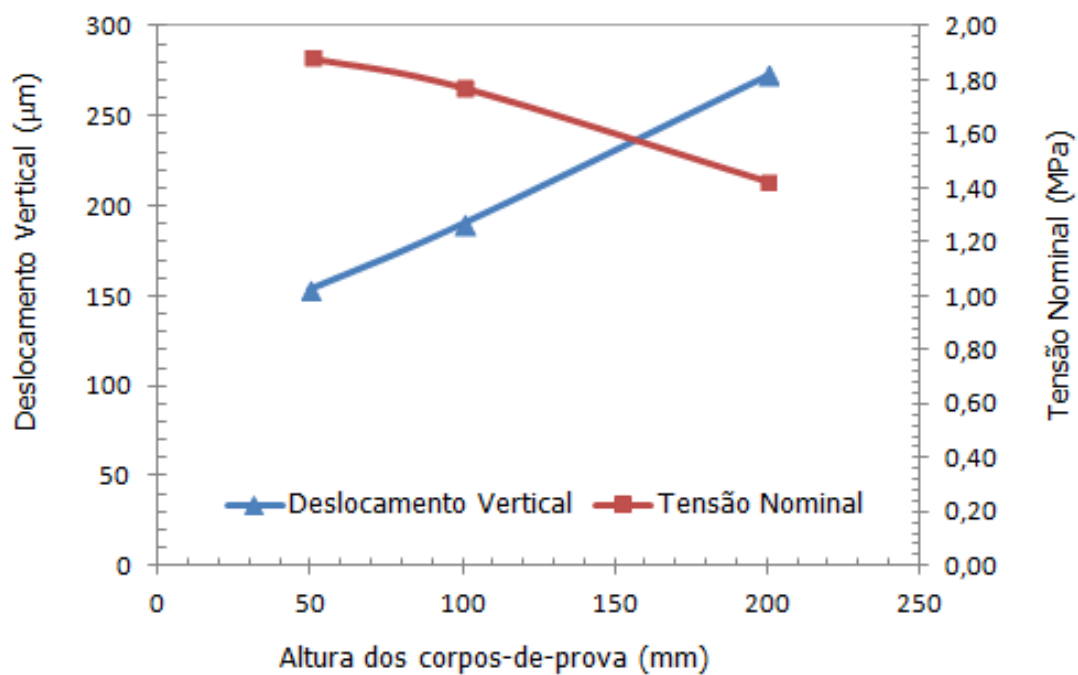


Figura B.2: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d12F22

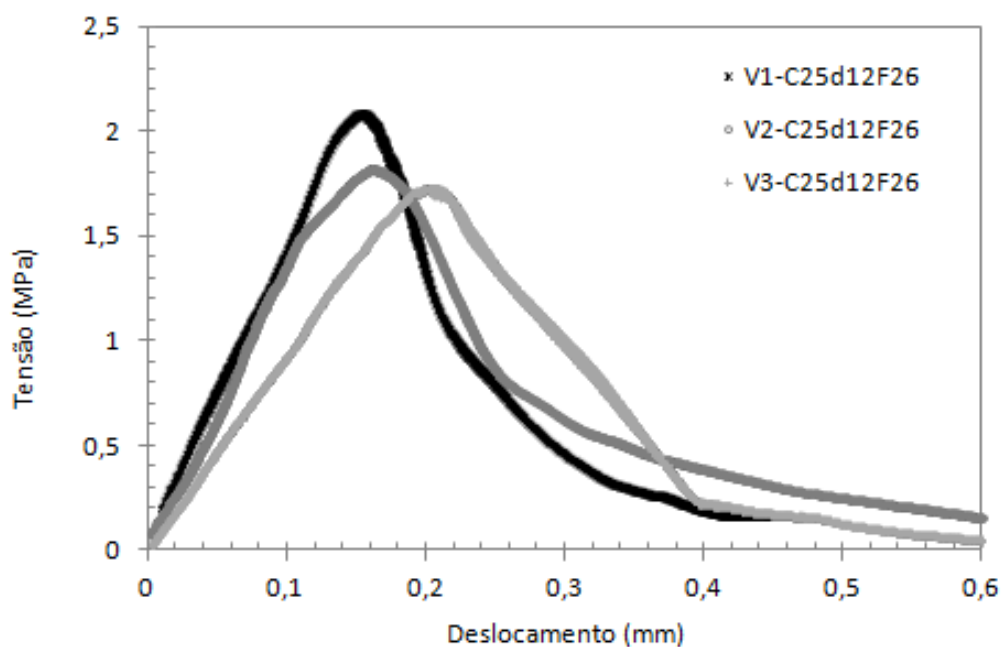


Figura B.3: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C25d12F26

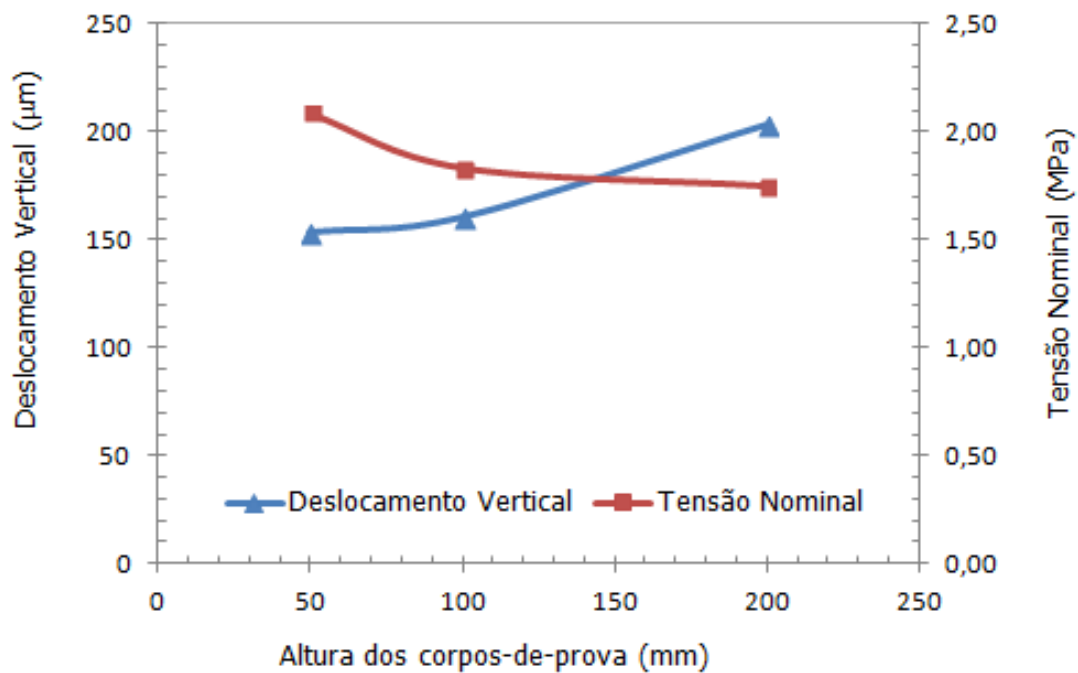


Figura B.4: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d12F26

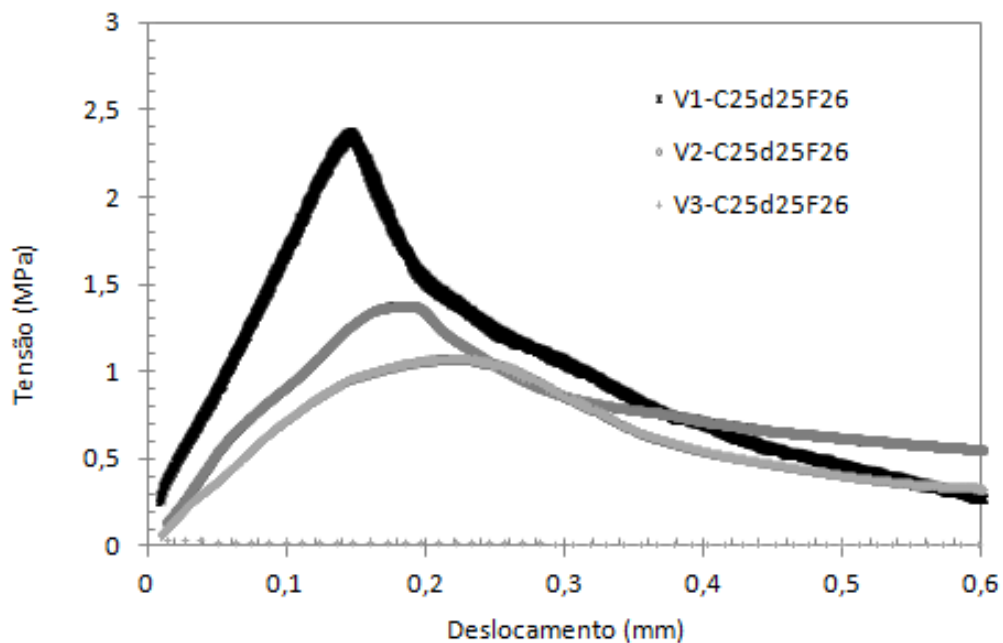


Figura B.5: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C25d25F26

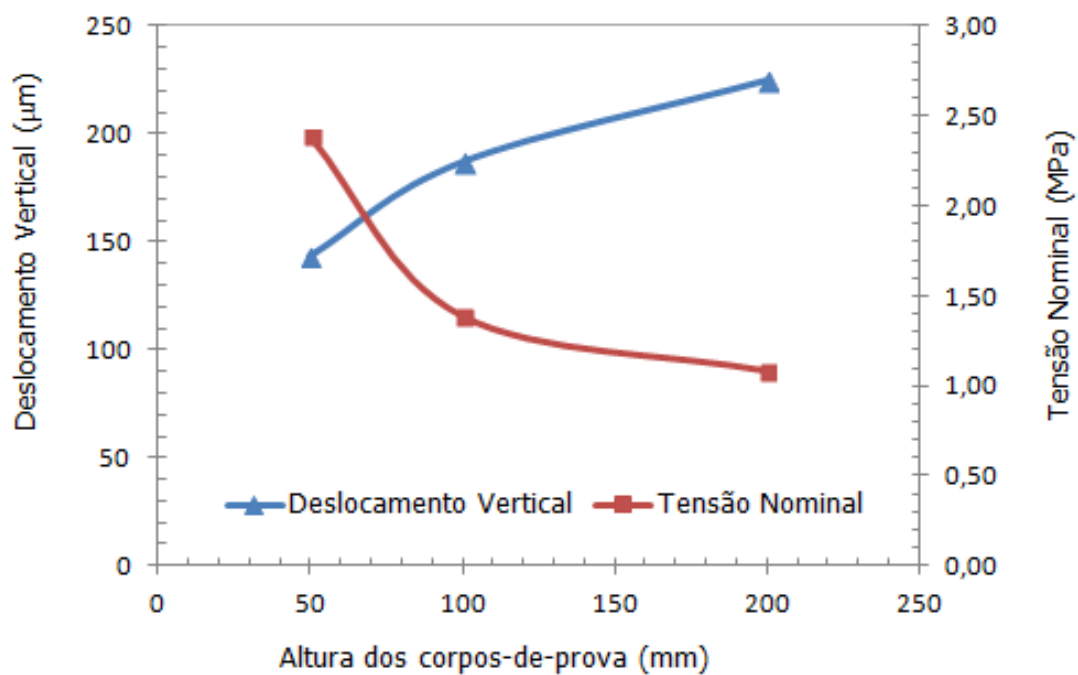


Figura B.6: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C25d25F26

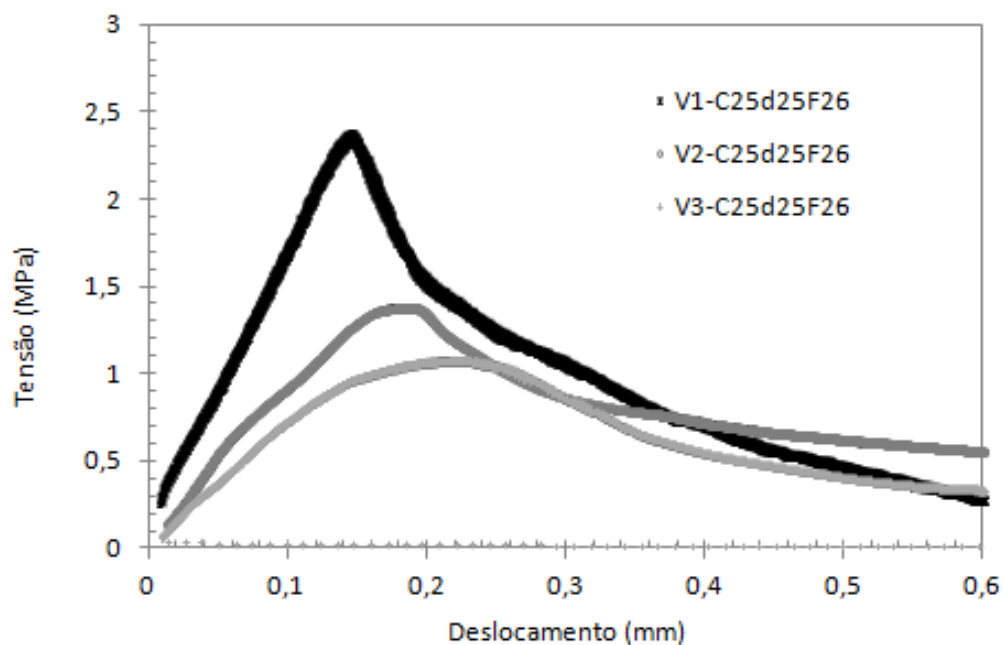


Figura B.7: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C50d12F22

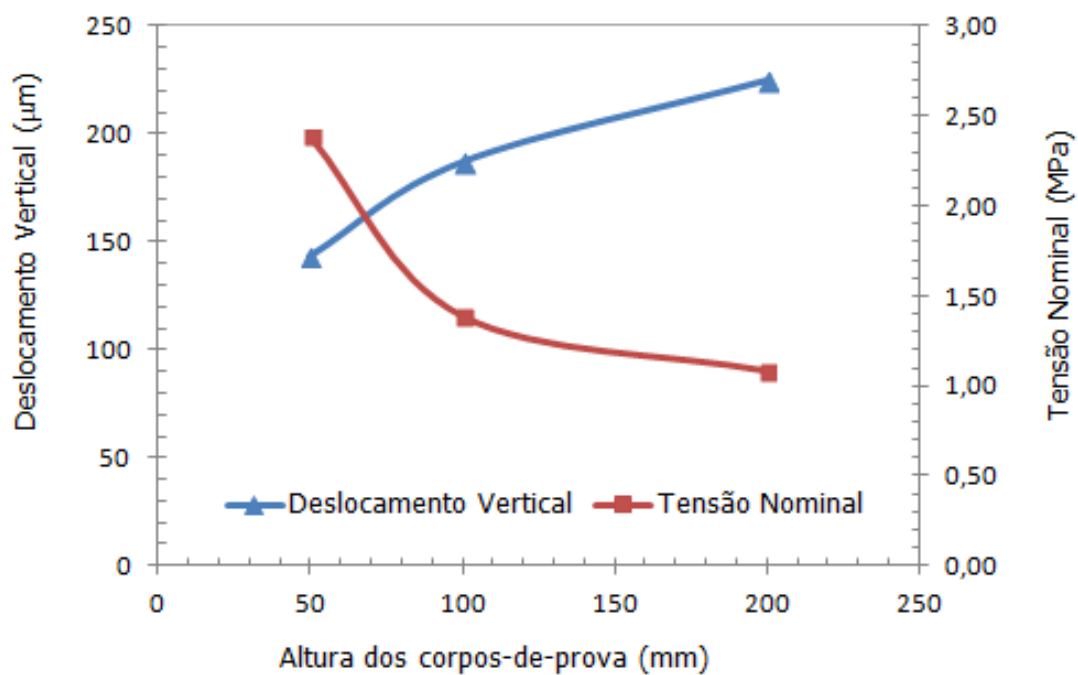


Figura B.8: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C50d12F22

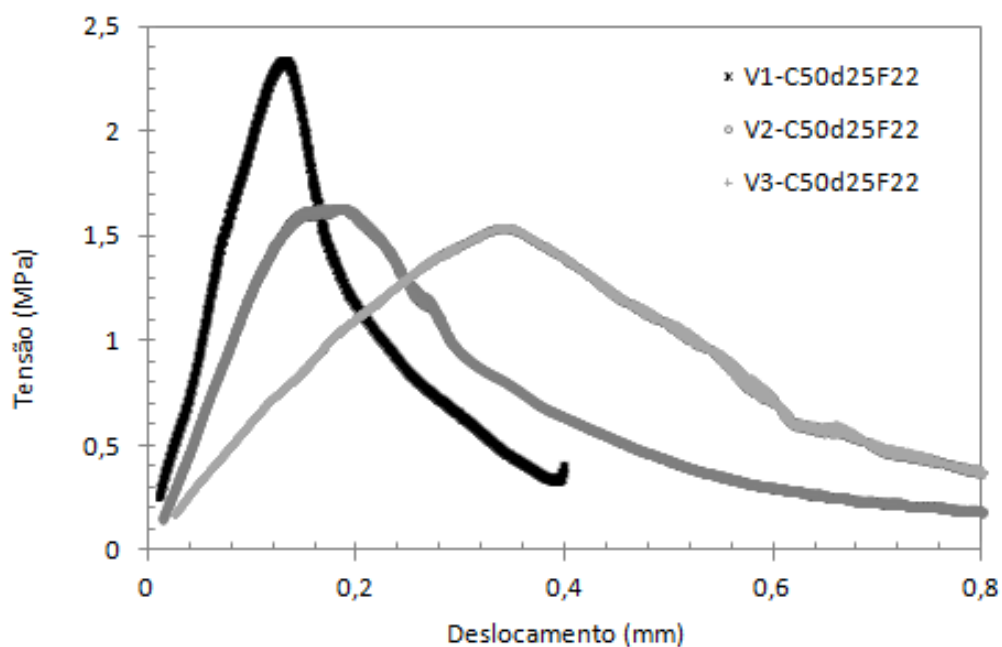


Figura B.9: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C50d25F22

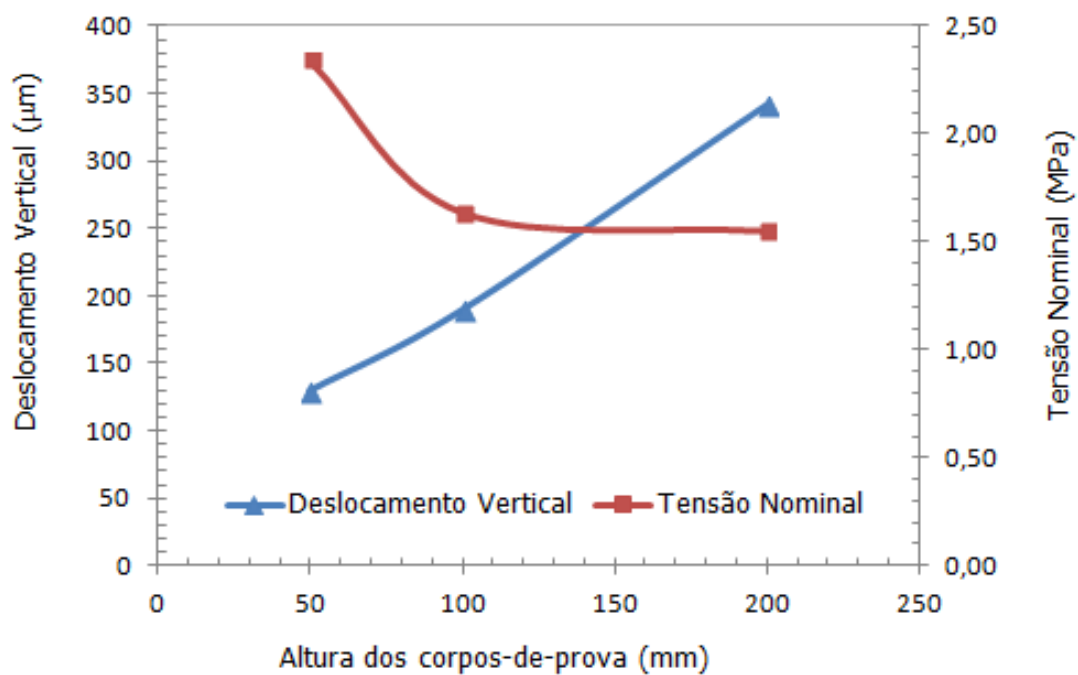


Figura B.10: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C50d25F22

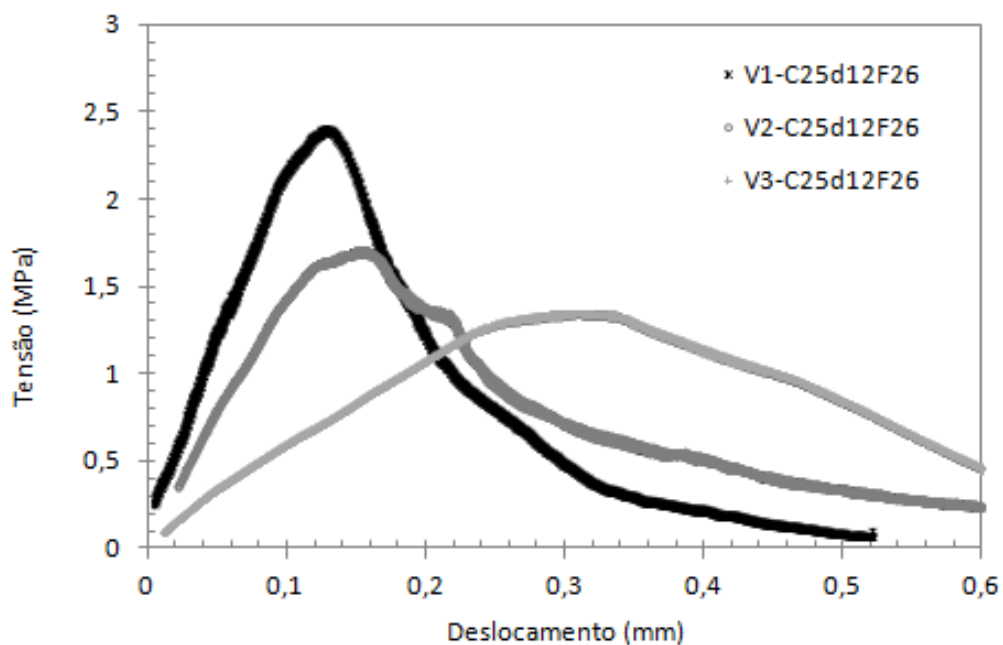


Figura B.11: Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento Vertical - C50d25F26

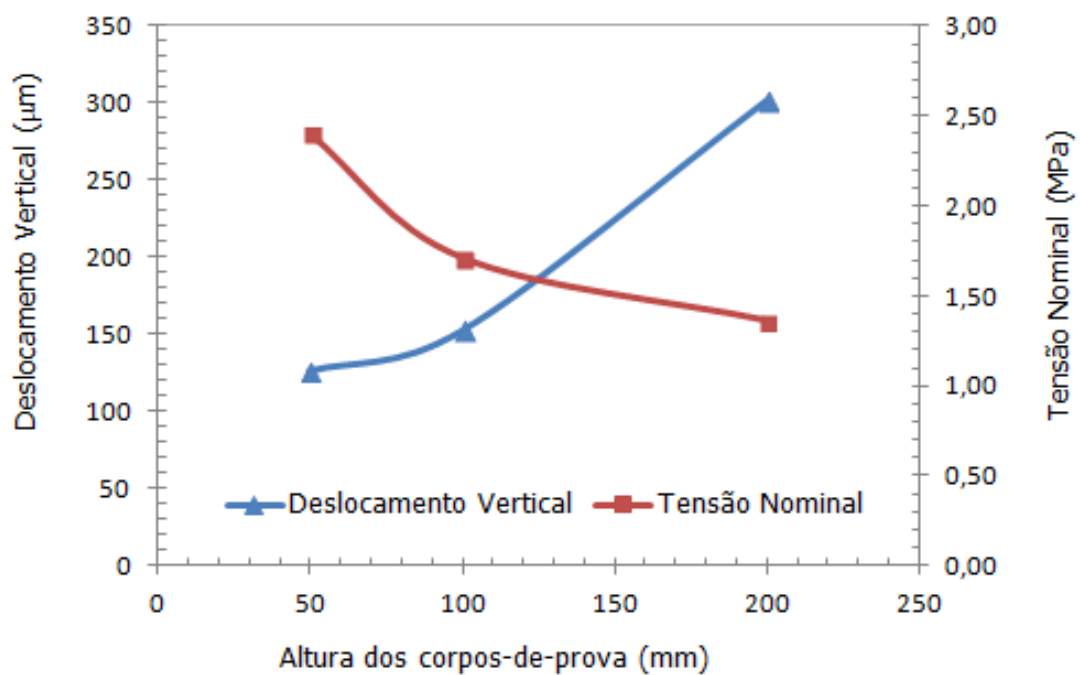


Figura B.12: Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical da carga de pico - C50d25F26

Referências Bibliográficas

- Aggelis, D. G., Soulioti, D. V., Sapouridis, N., Barkoula, N. M., Paipetis, A. S. e Matikas, T. E., 2011. ‘Acoustic emission characterization of the fracture process in fibre reinforced concrete’. *Construction and Building Materials*, vol. 25, pp. 3126–4131.
- Akcay, B., Agar-Ozbek, A. S., Bayramov, F., Atahan, H. N., Sengul, C. e Tasdemir, M. A., 2012. ‘Interpretation of aggregate volume fraction effects on fracture behavior of concrete’. *Construction and Building Materials*, vol. 28, pp. 437–443.
- Alam, S. Y., Saliba, J. e Loukili, A., 2014. ‘Fracture examination in concrete through combined digital image correlation and acoustic emission techniques’. *Construction and Building Materials*, vol. 69, pp. 232–242.
- Amparano, F. E., Yunping, X. e Young-Sook, R., 2000. ‘Experimental study on the effect of aggregate content on fracture behavior of concrete’. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 67, pp. 65–84.
- Bazant, Z. P. e Becq-Giraudon, E., 2002. ‘Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard’. *Cement Concrete Research*, vol. 32, pp. 529–556.
- Bazant, Z. P. e Cedolin, L., 1991. *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. Oxford University Press, New York.
- Bazant, Z. P. e Kazemi, M. T., 1990. ‘Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect with application to rock and concrete.’. *International Journal of Fracture*, vol. 44(2), pp. 111–131.
- Bazant, Z. P., Kazemi, M. T., Hasegawa, T. e Mazars, J., 1991. ‘Size effects in

- brazilian split-cylinder tests: measurements and fracture analysis'. *Journal ACI Mater*, vol. 88, pp. 325–332.
- Bazant, Z. P. e Oh, B. H., 1983. 'Crack band for fracture of concrete'. *Matériaux et Constructions*, vol. 16(93), pp. 155–177.
- Bazant, Z. e Pfeiffer, P., 1987. 'Determination of fracture energy from size effect and brittleness number'. *ACI Materials Journal*, vol. 84, pp. 463–480.
- Bruck, H., McNeill, S., Sutton., M. A. e Peters, W., 1989. 'Digital image correlation using newton-raphson method of partial differential correction'. *Experimental Mechanics*, vol. 29, pp. 261–267.
- Caibal, M. R. J., Iwashita, Y., Nakanishi, M., Adachi, H. e Shirai, N., 2008. 'Size effect on structural performance of reinforced concrete beams under flexure'. *Journal of Structural and Construction Engineering*, vol. 73, pp. 625–632.
- Carpinteri, A., 1982. 'Notch sensitivity in fracture testing of aggregative materials'. *Journal Engeneering Fracture Mechanicls*, vol. 16, pp. 467–481.
- Carpinteri, A., 1989. 'Decrease of aparent tensile and bending strength with specimen size: Two different explanations based on fracture mechanics'. *International Journal of Solids Structures*, vol. 25(4), pp. 407–429.
- Chen, B. e Liu, J., 2004. 'Effect of aggregate on the fracture behaviour of high strength concrete'. *Construction and Building Materials*, vol. 18(8), pp. 585–590.
- Chen, B. e Liu, J., 2007. 'Investigation of effects of aggregate size on the fracture behavior of high performance concrete by acoustic emission.'. *Construction and Building Materials*, vol. 21.
- Chen, W. e Yuan, R. L., 1980. 'Tensile strength of concrete: the double punch tests'. *Journal of the Structural Division ASCE*, vol. 106(STS), pp. 1673–1693.
- Chin, M., Mansur, M. e Wee, T. H., 1997. 'Effects of shape, size and casting direction of specimens on stress-strain curves of high-strength concrete'. *ACI Materials Journal*, vol. 94, pp. 209–2109.

- Choi, S. e Shah, S. P., 1997. 'Measurement of deformations on concrete subjected to compression using image correlation'. *Experimental Mechanics*, vol. 37, pp. 307–313.
- Chu, T., Ranson, W., Sutton, M. e Peters, W., 1985. 'Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics'. *Experimental Mechanics*, vol. 25, pp. 232–244.
- Colombo, S., Main, G. I. e Forde, C. M., 2003. 'Assessing damage of reinforced concrete beam using "b-value" analysis of acoustic emission signals.'. *Journal Materials Civil Engineering*, vol. 15(3), pp. 280–286.
- Corr, D., Accardi, M., Grahan-Brady, L. e Shah, S. P., 2007. 'Digital imaging correlation analysis of interfacial debonding properties and fracture behavior in concrete'. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 74(1-2), pp. 109–121.
- da Vinci, L., 1945. *Notebooks of Leonardo da Vinci (1945)*. Edward McCurdy,, London.
- Dehestani, M., Nikbin, I. e Asadollahi, S., 2014. 'Effects of specimen shape and size on the compressive strength of self-consolidating concrete (scc)'. *Construction and Building Materials*, vol. 66, pp. 685–691.
- Diógenes, H. J. F. M., Cossolino, L. C., Pereira, A. H. A., Debs, M. K. E. e Debs, A. L. H. C. E., 2011. 'Determination of modulus of elasticity of concrete from the acoustic response'. *Revista IBRACON de estruturas e materiais*, vol. 4(5), pp. 792–813.
- Dovat, A. A. M., 2003. Estudo Teórico-Experimental dos Efeitos de Tamanho e de Velocidade de Deformação em Estruturas de Aço. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Galileo, G. L., 1730. 'Discorsi i dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze'. *Elsevirii, Leiden; English transl by Weston T, London*, pp. 178–181.
- Gettu, R. Z., Bazant, P. e Karr, M. E., 1990. 'Fracture properties and brittleness of high-strength concrete'. *ACI Materials Journal*, vol. 87, pp. 608–618.

- Glücklich, J., 1963. 'Fracture of plain concrete'. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, vol. 89, pp. 127–138.
- Griffith, A. A., 1920. 'The phenomena of rupture and flow in solids'. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, vol. Series A 221, pp. 163–198.
- Guetti, P. C., 2006. Métodos experimentais para determinação de propriedades do concreto baseados na mecânica da Fratura. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Guetti, P. C., 2012. Contribuição Ao Estudo Das Propriedades Mecânicas Do Concreto Autoadensável E Do Concreto Autoadensável Reforçado Com Fibras De Aço. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Guinea, G. V., Planas, J. e Elices, M., 1992. 'Measurement of the energy using three-point bend test: Part 1- influence of experimental procedures'. *Materials and Structures*, vol. 25, pp. 212–218.
- G.Vendroux e W.G.Knauss, 1998. 'Submicron deformation field measurements: part2. improved digital image correlation'. *Experimental Mechanics*, vol. 38(2).
- Haach, V. G., Carrazedo, R., Oliveira, L. M. F. e Corrêa, M. R. S., 2013. 'Application of acoustic tests to mechanical characterization of masonry mortars'. *NDT&E International*, vol. 59, pp. 18–24.
- Hadjab, H., (2009), Fracture processe zone in concrete beams: experimental investigation and numerical modeling, in 'Proceedings of the SEM Annual Conference - Society for Experimental Mechanics Inc', Albuquerque New Mexico, USA.
- Hasegawa, T., S. T. e Okada, T., 1985. 'Size effect on splitting tensile strength of concrete', in proceedings japan concrete'. *Institute 7th Conference*, pp. 309–312.
- Helm, J. D., 2008. 'Digital image correlation for specimens with multiple growing cracks'. *Exp. Mechanical*, vol. 48, pp. 753–762.
- Hillerborg, A., 1983. 'Analysis of one single crack'. *Fracture Mechanics of Concrete*, vol. Amsterdam, Elsevier, edited by F. H. Wittmann, pp. 223–249.

- Hillerborg, A., Modeer, M. e Petersson, P. E., 1976. 'Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements.'. *Cement Concrete Research*, vol. 6, pp. 773–782.
- Hu, X. Z. e Wittmann, F. H., 1992. 'Fracture energy and fracture process zone'. *Materials and Structures*, vol. 25, pp. 319–326.
- Huang, M., Jiang, L., Liaw, P. K., Brooks, C. R., Seeley, R. e Klarstrom, D. L., 1998. 'Using acoustic emission in fatigue and fracture materials research'. *JOM - The Minerals, Metals and Materials Society*, vol. 50(11), pp. 1–12.
- Huang, Y. H., Liu, L., Sham, F. C., , Y. S. C. e Ng, S. P., 2010. 'Optical strain gauge vs traditional strain gauges for concrete elasticity modulus determination'. *Optik International Journal for Light and Electron Optics*, vol. 121, pp. 1635–1641.
- Ince, R., 2004. 'Prediction of fracture parameters of concrete by artificial neural networks'. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 72, pp. 2143–2159.
- Kani, G., 1967. 'How safe are our large reinforced concrete beams'. *ACI Journal*, vol. 64, pp. 128–141.
- Kaplan, F. M., 1961. 'Crack propagation and the fracture of concrete'. *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 58(11), pp. 591–609.
- Karihaloo, B. L., 1995. *Fracture Mechanics and Structural Concretes*. Addison Wesley Longman, London.
- Kim, J. e Eo, S., 1990. 'Size effect in concrete specimens with dissimilar initial cracks'. *Magazine of Concrete Research*, vol. 42, pp. 233–238.
- Kim, J. K., Yi, S. T., Park, C. K. e Eo, S. H., 1999. 'Size effect on compressive strength of plain and spirally reinforced concrete cylinders.'. *Journal ACI Structures*, vol. 96, pp. 88–94.
- Landis, E. N. e Shah, S. P., 1995. 'The influence of microcracking on the mechanical behaviour of cement based materials'. *Advanced Cement Based Materials*, vol. 2(3), pp. 105–118.

- Li, Q., Deng, Z. e Fu, H., 2004. 'Effect of aggregate type on mechanical behaviour of dam concrete'. *ACI Materials Journal*, vol. 101(6), pp. 483–492.
- Li, Z., Kulkarni, S. e Shah, S. P., 1993. 'New test method for obtaining softening response of unnotched concrete specimen under uniaxial tension'. *Experimental Mechanics*, vol. 33, pp. 181–188.
- Li, Z. e Shah, S. P., 1994. 'Localization of microcracking in concrete under uniaxial tension'. *Materials Journal*, vol. 91(4), pp. 372–381.
- Luo, P. F., Chao, Y. J., Sutton, M. A. e Peters, W. H., 1993. 'Accurate measurement of three-dimensional deformations in deformable and rigid bodies using computer vision'. *Experimental Mechanics*, vol. 33, pp. 123–132.
- Maji, A. e Shah, S. P., 1987. 'Process zone and acoustic-emission measurements in concrete'. *Experimental Mechanics*, pp. 27–33.
- Mariotte, E., 1686. 'Traité du mouvement des eaux'. *traduzido para o inglês por Desvaguliers J. T.*, .
- McCormick, N. e Lord, J., 2012. 'Digital image correlation for structural measurements'. *Civil Engineering*, vol. 165, pp. 185–190.
- Mehta, P. e Monteiro, P. M., 1994. *Concreto, Estrutura, Propriedades e Materiais*. PINI, São Paulo.
- Mier, J. V. e Man, H. K., 2009. 'Some notes on microcracking, softening, localization and size effects'. *International Journal of Damage Mechanics*, vol. 18(3), pp. 283–309.
- Mihashi, H. e Izumi, M., 1977. 'A stochastic theory for fracture of concrete.'. *Cement and Concrete Research*, vol. 7, pp. 411–421.
- Mihashi, H. e Nomura, N., 1996. 'Correlation between characteristics of fracture process zone and tension-softening properties of concrete'. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 165, pp. 359–376.
- Mihashi, H. e Zaitsev, J. W., 1981. 'Statistical nature of crack propagation'. *Section 4-2 in Report to RILEM TC 50 - FMC*, .

- M.Korenska, Padzera, L. e Manychova, M., (2010), Effects of material structure of concrete on acoustic emission signal parameters., *in* 'European Working Group on Acoustic Emission (EWGAE)', Italian.
- Muralidhara, S., Prasad, R. K. B., Eskandari, H. e Karihaloo, L. B., 2010. 'Fracture processe zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission'. *Construction and Building Materials*, vol. 24, pp. 479–486.
- Naus, D. J. e Lott, J. L., 1969. 'Fracture toughness of portland cement concretes'. *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 66, pp. 481–489.
- Neville, M. A., 1995. *Properties of Concrete*. Longman Group Ltd, England.
- Ohno, K. e Ohtsu, M., 2010. 'Crack classification in concrete based on acoustic emission'. *Construction and Building Materials*, vol. 24, pp. 2339–2346.
- Ohno, K., Uji, K., Ueno, A. e Ohtsu, M., 2014. 'Fracture process zone in notched concrete beam under three-point bending by acoustic emission'. *Construction and Building Materials*, vol. 67, pp. 139–145.
- Otsuka, K. e Date, H., 2000. 'Fracture process zone in concret tension specimen'. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 65(2-3), pp. 111–131.
- Ozbolt, J., Eligehausen, R. e Petrangeli, M., 1994. 'The size effect in concrete structure.'. *E & FN Span*, pp. 255–268.
- P. Rossi, F. J. U. e Hachi, F., 1996. 'Compressive behavior of concrete: Physical mechanisms and modeling.'. *Journal of the Engineering Mechanics (ASCE)*, vol. 122(11), pp. 1038–1043.
- Pan, B., Quian, K., Xie, H. e Asundi, A., 2009. 'Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review.'. *Measurement Science and Technology*, vol. 20, pp. 1–17.
- Perdikaris, P. e Romeo, A., 1995. 'Size effect on fracture energy of concrete and stability issues in three-point bending fracture toughness testing'. *ACI Materials Journal*, vol. 92, pp. 483–496.

- Peters, W. H. e Ranson, W. F., 1981. 'Digital imaging techniques in experimental stress analysis'. *Opt. Engineering.*, vol. 21, pp. 427–431.
- Planas, J., Guinea, G. V. e Elices, M., 1997. 'Generalized size effect equation for quasibrittle materials'. *Engineering Geology*, vol. 20, pp. 671–687.
- Planas, J., Guinea, G. V. e Elices, M., 1999. 'Size effect and inverse analysis in concrete fracture'. *International Journal of Fracture*, vol. 95, pp. 367–378.
- Rilem 89-FMT, R. D. R. -F., 1990. 'Size-effect methods for determining fracture energy and process zone size of concrete'. *Materials and Structure*, vol. 23, pp. 461–465.
- Rilem CPC6, 1990. 'Tension splitting of concrete specimen'. *Rilem Technical Recommendation for the Testing and Use of Construction Materials*, vol. 23, pp. 21–22.
- Rocco, C. G. e Elices, M., 2009. 'Effect of aggregate shape on the mechanical properties of a simple concrete'. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 76, pp. 286–298.
- Rocco, C., Guinea, G. V., Planas, J. e Elices, M., 1999. 'Size effect and boundary conditions in the brazilian test: theoretical analysis'. *Materials and Structures*, vol. 76, pp. 437–444.
- Sabnis, G. M. e Mirza, S. M., 1979. 'Size effects in model concretes?'. *Journal of the Structural Division, ASCE 105 (ST6)*, pp. 1007–1020.
- Sagar, R. V. e R.Prasad, B., 2011. 'An experimental study on acoustic emission energy as a quantitative measure of size independent specific fracture energy of concrete beams'. *Construction and Building Materials*, vol. 25, pp. 2349–2357.
- Santos, A. H. A., Pitangueira, R. L. S., Ribeiro, G. O. e Barreto, R. C., 2015a. 'Study of size effect using digital image correlation'. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, vol. 8(3), pp. 323–340.

- Santos, A. H. A., Ribeiro, G. O., Pitangueira, R. L. S. e Carrasco, E. V. M., 2015b. 'Alternative method for determining the elastic modulus of concrete'. *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)* ISSN: 2248-9622, vol. 5(9), pp. 63–68.
- Saouma, E. V., Broz, J., Brühwiler, E. e Boggs, H. L., 1991. 'Effect of aggregate and specimen size on fracture properties of dam concrete'. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 3, pp. 204–218.
- Shah, P. S., Swartz, S. E. e Ouyang, C., 1995. *Fracture mechanics of concrete*. John Wiley & Sons, Inc.
- Shah, S. P. e McGarry, F. J., 1971. 'Griffith fracture criterion and concrete'. *Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 97, pp. 1663–1675.
- Shterenlikht, A., Lopez-Crespo, P., Withers, P. J., Yates, J. R. e Patterson, E. A., 2006. 'Mixed mode (i+ii) stress intensity factor measurement using image correlation'. *Fracture of Nano and Engineering Materials and Structures*, pp. 427–428.
- Sutton, M. A., Cheng, M., Peters, W. H., Chao, Y. J. e McNeill, S., 1986. 'Application of an optimized digital correlation method to planar deformation analysis'. *Image and Vision Computing*, vol. 4, pp. 143–150.
- Tang, T., Zollinger, D. G. e Yoo, R. H., 1992. 'Fracture toughness of concrete at early ages'. *ACI Materials Journal*, vol. 90(5), pp. 463–471.
- Tokyay, M. e Ozdemir, M., 2001. 'Specimen shape and size effect on the compressive strength of higher strength concrete'. *Cement Concrete Research*, vol. 27(8), pp. 1281–1289.
- Van Mier, J. V. M., 1986. 'Fracture of concrete under complex stress'. *Heron*, vol. 31, pp. 1–90.
- Vonk, R. A., 1993. 'A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression'. *Heron*, vol. 38(3), pp. 1–94.

- Vorel, J., Gattu, M. e Bazant, Z. P., 2014. ‘Size effect in flexure of prestressed concrete beams failing by compression softening’. *Journal of structural engineering*, vol. 140, pp. 1–8.
- Weinbull, W., 1939. ‘Phenomenon on rapture in solids’. *Ingenioersvetenskapsakad Handl*, vol. 153, pp. 1–55.
- Wille, K. e Parra-Montesinos, G. J., 2012. ‘Effect of beam size, casting method, and support conditions on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete’. *ACI materials journal*, vol. 109, pp. 379–388.
- Wu, K., Chen, B. e Yao, W., 2000. ‘Study on the ae characteristic of fracture process of mortar, concrete and steel-fiber-reinforced concrete beams.’. *Cement and Concrete Research*, vol. 30.
- Wu, K., Chen, B. e Yao, W., 2001. ‘Study of the influence of aggregate size distribution on mechanical properties of concrete by acoustic emission technique’. *Cement and Concrete Research*, vol. 31(6), pp. 919–923.
- Wu, Z., Rong, H., Zheng, J., Xu, F. e Dong, W., 2011. ‘An experimental investigation on the fpz properties in concrete using digital image correlation technique’. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 78, pp. 2978–2990.
- Yazici, S. e Sezer, G. I., 2007. ‘The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete’. *Build Enviroment*, vol. 42(6), pp. 2417–2420.
- Y.H.Huang, Quan, C. e Chen, L., 2005. ‘Shape measurement by the use of digital image correlation.’. *Optical Engineering*, vol. 40(8).