



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DANYEL FLÁVIO LOPES DE PAIVA

**A INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO NA RESISTÊNCIA MECÂNICA E
PROPRIEDADES DE FRATURA DE UM CONCRETO PARA PAVIMENTAÇÃO
RÍGIDA**

Natal

2016

DANYEL FLÁVIO LOPES DE PAIVA

A INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO NA RESISTÊNCIA MECÂNICA E
PROPRIEDADES DE FRATURA DE UM CONCRETO PARA PAVIMENTAÇÃO
RÍGIDA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em engenharia civil.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Alyssandro Soares dos Anjos

Natal
2016

Catálogo na Fonte. UFRN/ Departamento de Odontologia
Biblioteca Setorial de Odontologia “Profº Alberto Moreira Campos”.

Paiva, Danyel Flávio Lopes de.

A influência do agregado graúdo na resistência mecânica e propriedades de fratura de um concreto para pavimentação rígida / Danyel Flávio Lopes de Paiva. – 2016.

115 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, 2016.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Alyssandro Soares dos Anjos.

1. Pavimento - Dissertação. 2. Agregado Graúdo - Dissertação. 3. Resistência Mecânica - Dissertação. 4. Parâmetro de Fratura – Dissertação. I. Anjos, Marcos Alyssandro Soares dos. II. Título.

RN/UF/BSO

CDU 625.8

DANYEL FLÁVIO LOPES DE PAIVA

A INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO NA RESISTÊNCIA MECÂNICA E
PROPRIEDADES DE FRATURA DE UM CONCRETO PARA PAVIMENTAÇÃO
RÍGIDA.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. MARCOS ALYSSANDRO SOARES DOS ANJOS – Orientador (UFRN)

Prof.^a Dr.^a MARIA DAS VITORIAS VIEIRA ALMEIDA DE SÁ – Examinadora Interna (UFRN)

Prof.^a Dr.^a ANA CECILIA VIEIRA DA NOBREGA – Examinadora Externa à Instituição (UFPE)

Natal/RN, 25 de novembro de 2016.

A João Vinícius, razão de tudo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, porque sem Ele não teria forças para realizar mais esse sonho.

Aos meus pais, José Américo e Ednilma Paiva, e a minha irmã Huldyana Paiva, porque a eles devo tudo o que sou.

A minha esposa Priscila Paiva e ao meu filho, João Vinícius, pelo amor incondicional. Sem vocês não teria conseguido.

Ao meu amigo, professor e orientador Marcos Alyssandro, pela parceria firmada ao longo desse projeto.

Ao Departamento Nacional em Infraestrutura de Transportes – DNIT, nas pessoas dos engenheiros Walter Fernandes e Eduardo Moreira, então superintendente regional e chefe do serviço de engenharia da Superintendência Regional do Rio Grande do Norte, respectivamente, por entenderem a importância da qualificação profissional no serviço público, proporcionando minha licença remunerada para o desenvolvimento desse mestrado.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais de construção da UFRN, Sandro Ricardo e “seu Chico”, pelo apoio no preparo dos traços desta pesquisa.

As minhas cunhadas, Cristiane Bulhões e Hadassa Bulhões, bibliotecárias que fizeram a normatização estrutural desse trabalho.

Aos meus amigos e colegas de mestrado: Cinthia Maia, Ítalo Vale, Lucy Kheyler, Ruan Landolfo e Thiago Fonseca, pela parceria nas disciplinas e nas pesquisas laboratoriais, sobretudo pela amizade. Sem vocês essa caminhada teria sido bem mais árdua.

Por fim, aos professores do PEC, pelo apoio e transmissão de conhecimento.

A todos, o meu muito obrigado.

“Bem aventurado o homem que acha a sabedoria, e o homem que adquire conhecimento.”

Bíblia Sagrada - Provérbios 3:13.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo analisar a influência do agregado graúdo na resistência mecânica e propriedades de fratura de um concreto destinado a pavimentação rígida, utilizado nas obras de duplicação e adequação de capacidade da BR-101/RN, corredor Nordeste, entre os municípios de Parnamirim/RN e Arês/RN. Em primeira análise, foi variado o teor do agregado graúdo no traço de referência, onde o percentual de agregado graúdo em função da quantidade total dos agregados foi de 59% a 69%. Para a segunda análise foi reproduzido o traço de referência apenas com agregados de diâmetros máximos 12,5 mm, 19 mm e 25 mm. Para ambas as análises foram feitos ensaio de resistência à compressão axial, tração na flexão e na compressão diametral, módulo de elasticidade, tenacidade à fratura e energia de fratura. Os resultados da análise da influência do teor mostraram que o traço com menor teor de agregado graúdo - T (59%) apresentou maiores resistências mecânicas em relação ao traço de referência - REF (64%), com aumentos de 8% para a resistência à compressão e tração na flexão, enquanto sua tenacidade à fratura e energia de fratura diminuíram em 7% e 12%, respectivamente. Já o traço com maior teor de agregado - T (69%), apresentou diminuição na resistência mecânica em 12% para resistência à compressão e tração na flexão, porém aumento de tenacidade à fratura e energia de fratura de 4% e 2%, respectivamente. Já os resultados da análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo, mostraram que a diminuição do diâmetro máximo do agregado causou aumento da resistência mecânica e diminuição dos parâmetros de fratura. O traço VAR. 12, apresentou aumentos em relação ao traço de referência (REF) de 12% para a resistência à compressão axial e 19% para a resistência à tração na flexão, porém com reduções de 38% para a tenacidade a fratura e 22% para a energia de fratura. Os maiores resultados dos parâmetros de fratura nesta análise foram apresentados pelo traço de referência – REF, porém com diferença considerada insignificante em relação ao traço VAR. 25.

Palavras chave: Influência do agregado graúdo. Resistência mecânica. Propriedades de fratura. Concreto para pavimentação rígida.

ABSTRACT

This study aims to analyze the influence of the large aggregate on the mechanical strength and fracture properties of a concrete headed for rigid paving, used in the constructions of duplication and capacity adaptation of the BR-101 / RN, Northeast corridor, between cities from Parnamirim / RN and Arês /RN. In the first analysis, the content of the aggregate was varied in the reference tract, in which the percentage of large aggregate as a function of the total amount of the aggregates was from 59% to 69%. For the second analysis, the reference trace was reproduced only with aggregates with maximum diameters, such as 12.5 mm, 19 mm and 25 mm. For both analyzes, axial compression, flexural tensile and diametral compression, modulus of elasticity, fracture toughness and fracture energy were tested. The results of the analysis of the content influence showed that the trait with lower content of large aggregate – T (59%) presented higher mechanical resistance in relation to the reference trait – REF (64%), with increases of 8% for resistance to compression and tensile strength in flexion, while its fracture toughness and fracture energy decreased by 7% and 12%, respectively. On the other hand, the trait with higher T - aggregate content (69%) showed a decrease in mechanical strength of 12% for compression strength and flexural tensile strength, but an increase of fracture toughness and fracture energy of 4% and 2%, respectively. With regard to the results of the influence analysis of the maximum diameter of the large aggregate showed that the reduction of the maximum diameter of the aggregate caused an increase in the mechanical resistance and decrease of the fracture parameters. The VAR - 12 trait presented increases with respect to the reference trajectory (REF) by 12% for the axial compressive strength and 19% for tensile strength in the flexure, but with reductions of 38% for fracture toughness and 22% for energy of fracture. The greatest results of the fracture parameters in this analysis were presented by the REF- reference trait , but with a difference considered insignificant in relation to the VAR- 25 trait.

Key-words: Influence of the large aggregate. Mechanical resistance. Fracture properties. Concrete for rigid paving.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Influência do diâmetro máximo do agregado na resistência do concreto	29
Figura 2.2 – Formação da ZPF e propagação da trinca principal	32
Figura 2.3 – Mecanismo de ZPF – microtrincas	33
Figura 2.4 – Mecanismo de ZPF – mudança de direção da trinca	33
Figura 2.5 – Mecanismo de ZPF – costura das faces da trinca	33
Figura 2.6 – Mecanismo de ZPF – rugosidade das faces da trinca	34
Figura 2.7 – Mecanismo de ZPF – vazio na ponta da trinca	34
Figura 2.8 – Mecanismo de ZPF – ramificação da ponta da trinca	34
Figura 2.9 – Gráfico tensão x deformação dos ensaios de Hilleborg, Modéer e Peterson	35
Figura 2.10 – Gráfico tensão x deformação anterior a carga máxima	36
Figura 2.11 – Gráfico tensão x deformação posterior a carga máxima	36
Figura 2.12 – Gráfico carga x flexa	37
Figura 2.13 – Demonstração gráfica da composição da energia total	38
Figura 2.14 – Superfícies de fratura	40
Figura 2.15 – Desenho esquemático do ensaio para medição de CMOD	42
Figura 2.16 – Parcelas elástica e plástica dos valores de CMOD e CTOD	43
Figura 2.17 – Retas tangentes C_i e C_u	43
Figura 2.18 – Suporte para <i>clip gauge</i>	44
Figura 2.19 – Regressão linear	48
Figura 2.20 – Dispersão de resultados	49
Figura 2.21 – Modelo de ensaio de FERREIRA (2002)	52
Figura 3.1 – Fluxograma do programa experimental	59
Figura 3.2 – Composição granulométrica da areia	63
Figura 3.3 – Composição granulométrica das britas 12,5 mm, 19 mm e 25 mm	64
Figura 3.4 – Mistura, <i>slump test</i> , moldagem e vibração dos corpos de prova	65
Figura 3.5 – Formas metálicas originais	69
Figura 3.6 – Adaptações das formas com encaixe macho e fêmea	69

Figura 3.7 – Adaptações das formas com encaixe macho e fêmea e “fundo falso”	70
Figura 3.8 – Ensaio de tração na compressão diametral	72
Figura 3.9 – Ensaio de resistência à tração na flexão	73
Figura 3.10 – Instrumentação do corpo de prova – ensaio de módulo	74
Figura 3.11 – Gráfico obtido no ensaio de módulo de elasticidade	75
Figura 3.12 – Ensaio de tenacidade à fratura	76
Figura 3.13 – Ensaio de energia de fratura	77
Figura 3.14 – Gráfico obtido no ensaio de energia de fratura	79
Figura 3.15 – Gráfico obtido no ensaio de energia de fratura considerado para o cálculo	79
Figura 4.1 – Resistência à compressão x teor do agregado graúdo	84
Figura 4.2 – Resistência à tração na compressão x teor do agregado graúdo	85
Figura 4.3 – Resistência à tração na flexão x teor do agregado graúdo	85
Figura 4.4 – Módulo de elasticidade x teor do agregado graúdo	86
Figura 4.5 – Visualização da superfície de fratura	89
Figura 4.6 – Tenacidade à fratura x resistência à compressão	90
Figura 4.7 – Tenacidade à fratura x resistência à tração na flexão	90
Figura 4.8 – Tenacidade à fratura x resistência à tração na compressão	91
Figura 4.9 – Ensaio de energia de fratura	92
Figura 4.10 – Energia de fratura x resistência à compressão	93
Figura 4.11 – Energia de fratura x resistência à tração na flexão	93
Figura 4.12 – Energia de fratura x resistência à tração na compressão	94
Figura 4.13 – Curvas médias carga x deslocamento	95
Figura 4.14 – Resistência à compressão x diâmetro máximo do agregado	100
Figura 4.15 – Resistência à tração na flexão x diâmetro máximo do agregado	100
Figura 4.16 – Resistência à tração na compressão x diâmetro máximo do agregado	101
Figura 4.17 – Módulo de elasticidade x diâmetro máximo do agregado	101
Figura 4.18 – Tenacidade à fratura x resistência à compressão	103
Figura 4.19 – Tenacidade à fratura x resistência à tração na flexão	103
Figura 4.20 – Superfície de fratura do traço VAR. 12	105

Figura 4.21 – Superfície de fratura do traço VAR. 25	105
Figura 4.22 – Energia de fratura x resistência à compressão axial	106
Figura 4.23 – Energia de fratura x resistência à tração na flexão	106
Figura 4.24 – Curvas médias carga x deslocamento	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Traços da BR-101/RN entre Parnamirim/RN e Arês/RN	17
Tabela 2.1 – Critérios para escolha de tamanho do corpo de prova	38
Tabela 2.2 – Coeficientes para a função adimensional $f(\alpha)$	53
Tabela 2.3 – Coeficientes para a função adimensional $g(\alpha)$	54
Tabela 2.4 – Coeficientes para a função adimensional $V(\alpha)$	55
Tabela 2.5 – Coeficientes para as funções adimensionais $f(\alpha)$, $g(\alpha)$ e $V(\alpha)$	56
Tabela 3.1 – Traços para análise da influência do teor do agregado graúdo	61
Tabela 3.2 – Traços para análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo	61
Tabela 3.3 – Ensaios de caracterização da areia	62
Tabela 3.4 – Ensaios de caracterização das britas	63
Tabela 3.5 – Ensaios de caracterização das misturas	66
Tabela 4.1 – Resultados da análise da variação do teor dos agregados	82
Tabela 4.2 – Traços utilizados para análise da influência do teor dos agregados graúdos e seus abatimentos	82
Tabela 4.3 – Módulos de elasticidades obtidos nos ensaio e estimados por equações de aproximação	88
Tabela 4.4 – Resultados da análise da variação do diâmetro máximo dos agregados graúdos	95
Tabela 4.5 - Traços utilizados para análise da influência do diâmetro máximo dos agregados graúdos e seus abatimentos	96

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	JUSTIFICATIVA DA ESCOLHA DO TEMA.....	17
1.2	OBJETIVOS.....	18
1.2.1	Objetivo geral.....	18
1.2.2	Objetivos específicos.....	18
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	19
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	21
2.1	RESISTÊNCIA DO CONCRETO.....	21
2.1.1	Generalidades.....	21
2.1.2	Influência do agregado graúdo na resistência mecânica do concreto.....	22
2.1.2.1	Forma de grãos.....	23
2.1.2.2	Distribuição granulométrica.....	24
2.1.2.3	Textura superficial do agregado.....	25
2.1.2.4	Volume de agregado graúdo na mistura.....	26
2.1.2.5	Diâmetro máximo do agregado.....	28
2.2	MECÂNICA DA FRATURA APLICADA AO CONCRETO.....	30
2.2.1	Métodos para obtenção dos parâmetros de fratura do concreto.....	34
2.2.1.1	Método de energia de fratura (RILEM 50 – FMC).....	34
2.2.1.2	Método dos dois parâmetros (TC 89 – FMT).....	41
2.2.1.3	Método do efeito escala (TC 89 – FMT).....	47
2.2.1.4	Equações da MFEL – calibração por FERREIRA (2002).....	51
2.2.1.4.1	Fator de intensidade de tensões (K_I).....	52
2.2.1.4.2	Deslocamentos de abertura da entrada do entalhe (CMOD).....	53
2.2.1.4.3	Deslocamentos verticais (δ).....	54
2.2.1.4.4	Equações gerais.....	55
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	59
3.1	MATERIAIS.....	60
3.1.1	Escolha dos Traços.....	60
3.1.2	Caracterização dos materiais utilizados na pesquisa.....	62
3.1.2.1	Cimento.....	62
3.1.2.2	Agregado miúdo.....	62
3.1.2.3	Agregado graúdo.....	63
3.1.2.4	Aditivo.....	64
3.1.2.5	Água.....	64
3.1.3	Moldagem dos corpos de prova.....	64
3.1.3.1	Dimensões dos corpos de prova.....	66
3.1.3.1.1	Ensaio de compressão axial, tração na compressão diametral e módulo estático de elasticidade.....	66
3.1.3.1.2	Ensaio de resistência à tração na flexão.....	66
3.1.3.1.3	Ensaio de tenacidade à fratura.....	67
3.1.3.1.4	Ensaio de energia de fratura.....	68
3.1.3.2	Formas para os corpos de prova prismáticos.....	68
3.2	MÉTODOS DE ENSAIOS.....	70
3.2.1	Ensaio de resistência à compressão axial e tração na compressão diametral.....	71

3.2.2	Ensaio de resistência à tração na flexão.....	72
3.2.3	Ensaio de módulo estático de elasticidade.....	73
3.2.4	Ensaio de tenacidade à fratura.....	75
3.2.5	Ensaio de energia de fratura.....	76
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	82
4.1	VARIAÇÃO NO TEOR DO AGREGADO GRAÚDO.....	82
4.1.1	Trabalhabilidade das misturas.....	83
4.1.2	Resistência mecânica e módulo de elasticidade.....	84
4.1.3	Tenacidade à fratura.....	89
4.1.4	Energia de fratura.....	92
4.2	VARIAÇÃO NO DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO GRAÚDO.....	95
4.2.1	Trabalhabilidade das misturas.....	96
4.2.2	Resistência mecânica e módulo de elasticidade.....	96
4.2.3	Tenacidade à fratura.....	102
4.2.4	Energia de Fratura.....	104
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109
5.1	CONCLUSÕES.....	109
5.1.2	Para a análise da influência do teor do agregado graúdo.....	109
5.1.3	Para a análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo.....	110
5.2	SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	110
	REFERÊNCIAS.....	111

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

É inegável que nos últimos anos no Brasil a pavimentação rígida vem sendo frequentemente empregada como solução técnica para pavimentação de estradas, principalmente no caso de segmentos com grande volume de tráfego e/ou locais com predomínio de veículos pesados, por exemplo, vias de escoamento de produção agrícola.

No entanto, a pavimentação rígida vem sendo empregada no Brasil há mais de noventa anos. Segundo Balbo (2009) a estrada que liga os municípios de Riacho Grande/SP e Cubatão/SP foi a primeira estrada executada em concreto no país, tendo sua construção concluída em 1926.

Como outro exemplo de construção antiga de estrada em concreto no Brasil, pode-se citar a BR – 232 que liga a cidade de Recife/PE ao município de Caruaru/PE. Construída em 1938, a rodovia contava com 120 Km em pista simples, tendo sido iniciada as obras de duplicação no ano de 2002.

Mesmo sendo uma solução com quase um século de uso no Brasil, o pavimento de concreto não se constitui uma tradição no país, o que acontece com o pavimento de concreto asfáltico. A Confederação Nacional de Transporte informou que em 2014, no Brasil, a extensão de rodovias executadas em pavimentos de concreto não chegava a oito mil quilômetros, representando cerca de 3,8% das rodovias pavimentadas no país, o que demonstra a clara preferência pelo pavimento de concreto asfáltico, técnica popularmente mais difundida desde 1950. Os números de 1999 apresentados pela Associação Rodoviária Mundial, apontou que nos Estados Unidos da América havia 20% das estradas pavimentadas em concreto de cimento Portland enquanto que na Alemanha esse número era de 40%.

Balbo (2009) atribui a preferência pelo concreto asfáltico, além da questão de custos, a ampla gama de apoio técnico e normativo para a pavimentação asfáltica existente em agências e órgãos de transporte oficiais.

Nos últimos quinze anos, é notório que os programas de infraestrutura implantados pelo governo federal e pelos governos estaduais, principalmente no Nordeste, vem priorizando o uso de pavimentos rígidos como solução técnica de pavimentação.

No ano de 2006 tiveram início as obras de duplicação e adequação de capacidade da BR – 101, corredor Nordeste, entre os estados do Rio Grande do Norte

e Maceió. Nesta obra, toda duplicação ocorreu em pavimentação rígida sendo a pista original mantida em concreto asfáltico.

No ano de 2015 foi dado início às obras de duplicação da BR – 304 no seguimento conhecido como Reta Tabajara, entre os quilômetros 281 e 308, no estado do Rio Grande do Norte. Ressalta-se que o projeto de duplicação da referida BR no seguimento que liga as cidades de Natal/RN e Fortaleza/CE, encontra-se em fase de aprovação no DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) e prevê a construção da nova pista em concreto de cimento Portland.

1.1 JUSTIFICATIVA DA ESCOLHA DO TEMA

É comum em obras rodoviárias, sejam elas em pavimentos rígido ou flexível, a utilização de uma variedade de traços para um mesmo segmento. Isso se justifica pela diferente disponibilidade de materiais ao longo do trecho em função da localização de jazidas, sejam elas de britas ou de areias. A Tabela 1.1 apresenta os traços utilizados nas obras de duplicação e adequação de capacidade da BR – 101/RN no seguimento entre os municípios de Parnamirim/RN e Arês/RN.

Tabela 1.1 – Traços utilizados nas obras de duplicação e adequação de capacidade da BR-101/RN entre os municípios de Parnamirim/RN e Arês/RN.

TRAÇO	CIMENTO (kg)	AREIA (kg)	BRITA 32 (kg)	BRITA 25 (kg)	BRITA 19 (kg)	ÁGUA (l)	ADITIVO PLASTIFICANTE (kg)	ESPECIFICAÇÃO	% de agreg. Graúdo por agregado total
CSP 01	399,00	726,00	-	638,00	423,00	180,00	4,20	plastificante	59,37
CSP 02	399,00	702,00	-	654,00	431,00	180,00	4,21	plastificante	60,72
CSP 03	395,00	679,00	-	671,00	447,00	178,00	4,03	plastificante	62,21
CSP 04	384,00	660,00	588,00	-	588,00	173,00	3,23	plastificante	64,05
CSP 05	399,00	662,00	-	690,00	463,00	180,00	4,07	plastificante	63,53
CSP 06	383,00	659,00	-	705,00	471,00	170,00	3,91	plastificante	64,09
CSP 07	376,00	616,00	733,00	-	492,00	185,00	4,51	plastificante	66,54
CSP 08	388,00	613,00	733,00	-	489,00	190,00	4,58	plastificante	66,59
CSP 09	406,00	577,00	731,00	-	479,00	183,00	4,39	plastificante	67,71
CSP 10	410,00	582,00	726,00	-	484,00	193,00	4,07	plastificante	67,52
CSP 11	412,00	577,00	655,00	-	536,00	192,00	4,45	plastificante	67,36

Fonte: DNIT/RN

A Norma DNIT 048:2004 - ES estabelece critérios para aceitação de cada insumo que compõe os traços a serem utilizados, bem como características que o concreto deverá apresentar para estar apto, segundo as normas daquela autarquia, para o uso em campo.

Alguns desses critérios são apresentados a seguir:

- Resistência à tração na flexão mínima de 4,5 MPa;
- Consumo mínimo de cimento de 320 Kg/m³
- Relação água/cimento menor ou igual a 0,50;
- Abatimento de 70 mm ± 10 mm.

Percebe-se que os critérios buscam estabelecer parâmetros mínimos de resistência mecânica, fazendo com que todos os traços atendam à demanda de esforços oriunda do tráfego, bem como que apresentem trabalhabilidades próximas dentro de um intervalo que possibilite sua aplicação com os equipamentos adequados.

Isto posto, a justificativa desse estudo se dá pela prática comum do uso de uma grande variedade dos traços em obras de pavimentação rodoviária, neste caso em pavimentos de concreto, com as mais diversas proporções de agregados, o que notabiliza a necessidade de se conhecer de que forma os diferentes teores e diâmetros máximos dos agregados graúdos utilizados nesses traços podem afetar as resistências mecânicas dos concretos e suas propriedades de fratura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho objetiva analisar a influência do agregado graúdo na resistência mecânica e propriedades de fratura de um concreto destinado a pavimentação rígida, levando em conta o teor e o diâmetro máximo dos agregados graúdos utilizados.

1.2.2 Objetivos específicos

O trabalho se destina a analisar a influência do agregado graúdo na resistência mecânica e propriedades de fratura de um dos traços utilizados nas obras de duplicação e adequação de capacidade da BR-101, com os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a influência da quantidade dos agregados graúdos em relação a quantidade total de agregados (teor) no comportamento mecânico dos concretos estudados;

- Avaliar a influência do diâmetro máximo do agregado no comportamento mecânico dos traços de concreto, utilizando britas com três diâmetros diferentes: 12,5 mm, 19 mm e 25 mm;
- Avaliar a influência do teor dos agregados graúdos na tenacidade à fratura e energia de fratura das misturas analisadas;
- Avaliar a influência do diâmetro máximo utilizado nos traços de concreto, na tenacidade à fratura e energia de fratura.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está estruturado da seguinte forma:

Capítulo 2: apresenta uma revisão bibliográfica sobre a resistência mecânica do concreto em suas generalidades, bem como a influência do agregado graúdo nessa propriedade do material. É dissertado ainda sobre os conceitos da mecânica da fratura aplicada ao concreto bem como os métodos de obtenção dos parâmetros de fratura para esse material;

Capítulo 3: apresenta o programa experimental adotado para a pesquisa, os materiais utilizados e a suas caracterizações, definição dos traços analisados, métodos de ensaios realizados e procedimentos para obtenção dos parâmetros de fratura dos concretos;

Capítulo 4: apresenta os resultados obtidos na pesquisa bem como a análise dos mesmos, relacionando-os com outras pesquisas semelhantes já realizadas por outros autores;

Capítulo 5: apresenta as conclusões da pesquisa e sugere temas para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 RESISTÊNCIA DO CONCRETO

2.1.1 Generalidades

O concreto é um material compósito utilizado em grande escala, composto por um ligante hidráulico (cimento), agregado miúdo, agregado graúdo e muitas vezes algum aditivo e adições. Tais materiais misturados formam um material sólido e de consideráveis propriedades mecânicas.

Se caracteriza por ser um material multifásico e como tal, suas características dependem diretamente das propriedades de cada fase constituinte. As fases são: fase pasta de cimento hidratada, zona de transição e fase agregado.

A fase pasta de cimento hidratada é composta por sólidos oriundos da hidratação do cimento Portland e por espaços vazios.

Os sólidos mais comuns identificados em uma pasta de cimento hidratada por meio de um microscópio eletrônico de varredura são apresentados a seguir:

- a) Silicato de cálcio hidratado (C-S-H): constituem de 50% a 60% do volume dos sólidos e são responsáveis pela maior parte da resistência e durabilidade da pasta.
- b) Hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2): constituem de 20% a 25% dos sólidos da pasta.
- c) Sulfoaluminatos de cálcio: constituem de 15% a 20% dos sólidos da pasta. Possui influência secundária nas propriedades da pasta.
- d) Grãos de clínquer não hidratados: podem surgir em função da distribuição do tamanho das partículas de cimento anidro e/ou em função do grau de hidratação.

Os espaços vazios na pasta de cimento são diretamente responsáveis por problemas na pasta como retração por secagem e fluência e podem afetar consideravelmente a resistência mecânica da mesma. São eles: espaço interlamelar no C-S-H, vazios capilares e ar incorporado, tendo este último maior capacidade de afetar a resistência da pasta por ser de maior tamanho que os primeiros.

A interface entre a pasta e os agregados, conhecida como zona de transição, é considerada a fase mais frágil do concreto, tendo resistência e rigidez próprias. Nela podem se desenvolver vazios e microfissuras oriundos de processos ocorridos durante e após a concretagem, causando a concentração de tensões em nível microscópico, inicialmente (GUETTI, 2006).

Trata-se de uma camada delgada, na ordem de 10 a 50 μm , que fica na proximidade do agregado graúdo (METHA; MONTEIRO, 2014).

A menor resistência da zona de transição em relação às demais fases do concreto pode ser explicada de forma sequencial, desde o lançamento e adensamento do concreto, quando ainda em seu estado fresco tende a se formar uma película de água ao redor do agregado graúdo, aumentando a relação água/cimento daquela região em comparação com o restante da pasta de cimento. Em consequência, a maior relação água/cimento na região favorece a formação de maiores cristais de etringita e hidróxido de cálcio, tornando a zona de transição mais porosa que a matriz da pasta de cimento. A continuação da hidratação do C-S-H possibilita a formação de uma segunda geração de cristais de etringita e hidróxido de cálcio, com tamanhos menores que os primeiros, preenchendo os espaços vazios na formação daqueles, melhorando a resistência da zona de transição, porém não o suficiente para igualar a resistência da pasta de cimento.

Assim, pode-se verificar que zona de transição é composta pelos mesmos elementos da pasta de cimento hidratada, porém sua microestrutura difere daquela fase.

A fase agregado, por sua vez, é a maior responsável pela massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto.

Fatores como tipo do agregado, resistência mecânica, densidade, porosidade, forma e textura influenciam diretamente nas propriedades citadas, além da própria resistência mecânica do concreto e serão discutidos com maior profundidade nas próximas seções deste trabalho.

2.1.2 Influência do agregado graúdo na resistência mecânica do concreto

Os agregados compõem cerca de 75% do volume de um concreto convencional e conforme dito anteriormente, são capazes de afetar algumas propriedades do concreto, inclusive sua resistência mecânica.

Devido à resistência do agregado, de maneira geral ser mais elevada que a resistência da pasta de cimento e principalmente que a zona de transição, por muito tempo a influência do agregado graúdo na resistência do concreto ficou em segundo plano, situação que vem mudando nos últimos anos.

Il-Seok-Oh (2001) apud Pompeu Neto (2004) identificou em seu estudo que para uma mesma argamassa, tipos, formas e texturas diferentes de agregados resultaram em concretos com diferentes resistências.

As características dos agregados derivam da mineralogia da rocha matriz, das condições de exposição às quais a rocha foi submetida antes de gerar o agregado e dos tipos de operação e equipamentos usados para a produção dos mesmos (POMPEU NETO, 2004).

2.1.2.1 Forma dos grãos

A forma dos agregados graúdos diz respeito às características geométricas das suas partículas, podendo ser classificadas como arredondadas quando formadas por atrito causando a perda de vértices e arestas, angulosas oriundas de rochas intrusivas britadas com vértices e arestas bem definidos, alongadas quando apresentam comprimento consideravelmente maior que as outras duas dimensões, ou lamelares cuja espessura é pequena em relação às outras dimensões (METHA; MONTEIRO, 2014).

O parâmetro para critério de aceitação do agregado graúdo para utilização em concretos estruturais, no que diz respeito a forma do agregado, está estabelecido na ABNT NBR 7809:2008, que normatiza a determinação do índice de forma do agregado graúdo pelo método do paquímetro.

O ensaio consiste na razão entre o comprimento e a espessura de 200 grãos do agregado graúdo, escolhidos em função da distribuição granulométrica do mesmo.

Tem-se que o resultado obtido no ensaio não deva ultrapassar o valor 3, sendo melhor quanto mais próximo for do valor 1, ou seja, quanto mais cúbico for o agregado.

Arndt, Souza e Bianchini (2007) analisaram a influência do índice de forma do agregado graúdo na resistência à compressão do concreto. Foram produzidos grãos lamelares com índice de forma igual a 4, e cúbicos com índice de forma de 1,8.

Foram elaboradas misturas na proporção de 1:5:5, com teor de argamassa de 54%, e consumo de cimento de 350 Kg/m³. O fator preponderante do estudo foi o

abatimento das misturas, fixado em 120 ± 20 mm. Para tanto, não se fixou a relação água/cimento, sendo adicionada água até a obtenção do abatimento desejado.

Como era previsto, para uma mesma trabalhabilidade a mistura com agregados lamelares apresentou uma maior necessidade de água, tendo sua relação água/cimento final de 0,57, enquanto que a mistura com agregado cúbico apresentou relação água/cimento final de 0,52.

Essa diferença no consumo de água representou numa diminuição de 10% na resistência do concreto com agregados lamelares.

Weidmann (2008) afirma que partículas lamelares ou alongadas produzem concretos ásperos devendo ser evitadas ou limitadas a 15% da massa total dos agregados. O autor afirma ainda que agregados lamelares normalmente se acomodam em uma mesma direção preferencial, podendo criar planos de fraqueza.

2.1.2.2 Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica de um material é a separação das partículas constituintes em função da sua dimensão máxima, em termos de porcentagem acumulada maior ou menor, por meio de peneiras com aberturas definidas.

É notório que para concretos convencionais o fator dominante no tocante a resistência mecânica é a relação água/cimento. Contudo, como a resistência máxima do concreto só é obtida após o completo adensamento, a distribuição granulométrica dos agregados passa a ter importante papel nessa questão, uma vez que influenciará diretamente na trabalhabilidade, conseqüentemente na relação água/cimento exigida pela mistura para o adensamento.

Uma distribuição granulométrica contínua (que não apresenta deficiência ou excesso de um determinado tamanho de partícula) possibilita que os grãos de menores tamanhos preencham os espaços vazios existentes entre os grãos de tamanhos maiores, melhorando consideravelmente a trabalhabilidade da mistura.

Esse preenchimento de vazios por agregados de tamanhos menores faz com que menos pasta de cimento seja necessária para o preenchimento dos mesmos, tornando a mistura mais eficiente do ponto de vista econômico (ROHDEN, 2011).

A importância do preenchimento dos vazios proporcionado pela continuidade dos agregados foi observada por Meddah, Zitouni e Belâabes (2010). Os autores

analisaram quatro proporções diferentes de agregados graúdos de diâmetros máximos de 8 mm, 15 mm e 25 mm em misturas de concretos.

Os resultados mostraram que as maiores resistências à compressão foram obtidas no concreto elaborado com a proporção de agregados com melhor continuidade de mistura.

Cosic et al. (2015) analisaram a influência de agregados feitos a partir de dolomita e escória de aço com diâmetros máximos de 4 mm, 8 mm e 16 mm, nas proporções de 30:60 ou 60:30 desses insumos, em concretos permeáveis.

Ao final, os autores observaram que as maiores resistências mecânicas ocorreram nas misturas com maior percentual de agregado com menores diâmetros, conseqüentemente com maiores densidades.

2.1.2.3 Textura superficial do agregado

A avaliação da textura superficial de um agregado, lisa ou áspera, é feita de forma visual e dependem basicamente da origem do agregado e do modo de britagem.

Rochas graníticas, basálticas e calcárias são conhecidamente de natureza áspera, enquanto que seixos, ardósias e mármore apresentam superfícies lisas.

A textura superficial do agregado influencia diretamente na aderência entre este e a pasta de cimento. Essa maior aderência proporciona uma maior resistência da mistura.

Por outro lado, agregados com superfícies mais lisas tendem a rolar melhor entre si face ao menor atrito superficial. Isso proporciona uma redução na água de amassamento podendo aumentar a resistência da mistura pela redução da relação água/cimento.

Sabe-se, no entanto, que para uma mesma relação água/cimento e mesmo abatimento, uma mistura com agregados britados, graníticos por exemplo, proporcionará uma maior resistência inicial, porém dependerá de aditivos plastificantes para a obtenção do mesmo abatimento da mistura com agregado lisos, por exemplo, seixos.

Essa diferença inicial de resistência mecânica tende a desaparecer em idades mais avançadas, face ao surgimento de aderência química entre a pasta e o agregado (METHA; MONTEIRO, 2014).

Tokyay (1998) analisou a influência de diferentes agregados graúdos na resistência mecânica de concretos de alto desempenho, projetado para uma resistência à compressão axial de 70 MPa aos 28 dias de idade. O autor usou os seguintes agregados: calcário, granítico e pedra de rio (seixo). Os concretos foram ensaiados à flexão aos 7, 28 e 90 dias de idade.

Foi observado que as maiores resistências à tração na flexão foram obtidas aos 28 dias pelo concreto feito com o agregado de origem calcária, enquanto que as misturas elaboradas com pedras de rio apresentaram as menores resistências. A diferença foi na ordem de 39%.

Aos 90 dias de idade essa diferença diminuiu, porém manteve-se em um patamar considerável, na ordem de 33%.

2.1.2.4 Volume de agregado graúdo na mistura

Para um concreto convencional, o volume do agregado graúdo a ser utilizado na mistura pode ser definido em função do diâmetro máximo do agregado e do módulo de finura da areia a serem utilizados, conforme ACI 211.2:98. O método pressupõe que existe um valor ótimo do volume de agregado graúdo em função desses parâmetros de entrada.

Neville (1997) afirma que a presença do agregado graúdo no concreto tende a promover um aumento na resistência à compressão até um determinado teor ótimo, em relação a argamassa correspondente. Esse aumento ocorre pelo melhor intertravamento da mistura devido a presença do agregado. Além desse teor a resistência do material tende a diminuir, passando a prevalecer o enfraquecimento provocado pelo aumento na quantidade de interfaces agregado/pasta de cimento, zona de transição.

O autor afirma ainda que a resistência à tração na flexão normalmente é reduzida com a presença do agregado graúdo, em comparação com a argamassa correspondente. Isso ocorre devido a maior influência que as características da zona de transição tem sobre a resistência à tração do concreto, se comparado com a resistência à compressão.

Alguns pesquisadores vêm desenvolvendo estudos visando avaliar a influência do teor do agregado graúdo na resistência mecânica dos diversos tipos de concreto.

Amparano, Xi e Roh (2000), avaliaram a influência do agregado graúdo no comportamento do concreto.

Os resultados mostraram que o aumento do teor de agregados graúdos de 45% a 75%, a resistência à compressão do concreto diminuiu em cerca de 15%, variação que os autores consideraram insignificante.

Pompeu Neto (2004) avaliou a influência do teor do agregado graúdo em concretos de moderada e alta resistência, nas ordens de 50 MPa e 95 MPa, respectivamente.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão e à tração, e os concretos foram produzidos com dois tipos de agregados britados: basáltico e granítico.

Os percentuais de agregados utilizados foram de 53% e 60% de agregado graúdo em função da quantidade total dos agregados, que por sua vez foi mantida constante. Isso ocorreu para as duas classes de concreto.

Foi observado que para as duas classes de concreto e para os dois tipos de agregados utilizados, o aumento do teor do agregado graúdo provocou queda na resistência mecânica, devido ao acréscimo de zonas de transição nas misturas.

Beygi et al. (2014b), também analisaram a influência do teor do agregado graúdo em concretos autoadensáveis. A variação foi de 30%, 40%, 50% e 60% de agregados graúdos em função da quantidade total dos agregados.

Para a pesquisa, as quantidades de cimento e relação água/cimento foram mantidas constantes, bem como a quantidade total dos agregados.

Os pesquisadores observaram que para o aumento teor de 30% para 40%, os concretos analisados apresentaram diminuição da resistência à compressão, que voltou a aumentar com o aumento do teor para 50% e 60%. Os autores não explicaram a que se poderia atribuir esse comportamento do material.

Alyhya et al. (2016), também analisaram a influência da quantidade dos agregados graúdos na composição da mistura de concretos autoadensáveis com diferentes relações água/cimento: 0,63, 0,47 e 0,35 para resistências projetadas de 30 MPa, 60 MPa e 80 MPa, respectivamente.

Para cada classe de resistência foram projetadas três misturas diferentes no tocante a quantidade de agregado graúdo. Para a classe de 30 MPa, os teores de agregados foram: A (39%), B (33%) e C (28%). Para as classes de 60 MPa e 80 MPa, foram A (31%), B (28%) e C (21%).

Os autores realizaram ensaio de compressão axial, tração direta e tração na compressão diametral.

Foi observado que com o aumento do teor do agregado graúdo a resistência mecânica diminuiu para todas as classes de resistência.

Na resistência à compressão axial a maior diminuição ocorreu no concreto de 60 MPa, que ficou na ordem de 7%.

Na resistência à tração direta, a maior redução de resistência ocorreu no concreto de 30 MPa, de 24%. Já a resistência à tração por compressão diametral a maior diminuição ocorreu no concreto de 80 MPa, de 14%.

Observa-se claramente que no estudo em questão, a propriedade mais afetada do concreto com o aumento na quantidade do agregado graúdo na mistura foi resistência à tração, chegando a reduções na ordem de 24%, para uma mesma classe de resistência.

2.1.2.5 Diâmetro máximo do agregado

Além da proporção do agregado graúdo a ser adicionado à mistura, outro parâmetro importante a ser definido no estudo de um traço é o diâmetro máximo do agregado a ser utilizado.

Costuma-se dizer, em obras civis com baixo controle tecnológico, que o concreto com agregados maiores, normalmente entre 19 mm e 25 mm de diâmetros máximos, apresentam maior resistência do que concretos com agregados menores, com diâmetros entre 9,5 mm e 12,5 mm.

A motivação dessa informação se dá pelo fato de que para um mesmo traço (mesma quantidade de todos os insumos), concretos com agregados de menores diâmetros exigirem maior quantidade de água de amassamento, motivado pela maior área superficial dos agregados por unidade de massa a ser molhada. Isso provoca que em obras de baixo controle tecnológico, a água seja acrescentada à mistura sem qualquer critério, aumentando a relação água/cimento, conseqüentemente reduzindo a resistência mecânica do concreto.

Notoriamente o primeiro impacto da mudança de diâmetro máximo do agregado graúdo em uma mistura se dá ainda no estado fresco, na trabalhabilidade.

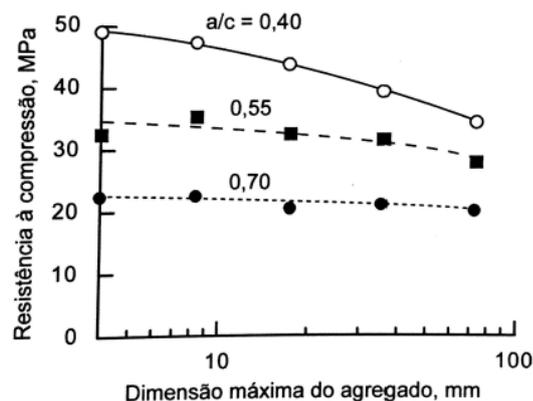
Sabe-se então que mantidos constantes a quantidade de agregados de um traço bem como sua relação água/cimento, a presença de agregados maiores tende

a provocar perda de resistência mecânica. Isto ocorre porque esses agregados retêm maior quantidade de água em sua superfície durante a mistura em comparação a agregados com menores diâmetros, aumentando a relação água/cimento na zona de transição, que por sua vez se torna mais espessa e fissurada diminuindo a resistência do concreto.

Cordon e Gillispie (1963) apud Metha e Monteiro (2014) na figura abaixo, apresentaram os resultados frutos de um dos estudos pioneiros sobre a influência do diâmetro máximo do agregado na resistência mecânica no concreto.

Nota-se no estudo em questão, que a influência do aumento do tamanho do agregado graúdo foi mais percebida em concretos de resistências mais elevadas, com menores relações água/cimento.

Figura 2.1 – Influência do aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo na resistência em concretos.



Fonte: (CORDON; GILLISPIES, 1963 apud METHA; MONTEIRO, 2014).

Desde então alguns outros estudos foram desenvolvidos, onde a influência do diâmetro máximo do agregado na resistência mecânica do concreto foi analisada como foco principal ou secundário da pesquisa.

Moseley, Ojdrovic e Petroski (1987) observaram que a resistência mecânica do concreto diminuiu com o aumento do tamanho do agregado de 10 mm para 22 mm de diâmetros máximos, especialmente a resistência a tração, que reduziu na ordem de 9%.

Elices e Rocco (2008) observaram que ao aumentar o diâmetro máximo do agregado graúdo de 3 mm para 14 mm, em um concreto leve, a resistência à tração na flexão diminuiu em torno de 7%.

Sim, Yang e Jeon (2013) analisaram a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo em diferentes tipos de concretos, com diferentes geometrias de corpos de prova: cúbico, cilíndrico e prismático.

Para todos os concretos analisados pelas diferentes geometrias de corpos de prova, os autores notaram que o aumento do diâmetro máximo provocou queda na resistência dos concretos. A diminuição chegou a ordem de 7%.

2.2 MECÂNICA DA FRATURA APLICADA AO CONCRETO

A engenharia utiliza-se de três níveis diferentes de observação do comportamento do concreto:

- a) nível micro (10^{-8} m a 10^{-4} m) são observadas as características importantes da estrutura da pasta de cimento endurecida;
- b) nível meso (10^{-4} m a 10^{-1} m) além da pasta de cimento, observa-se a areia, os agregados graúdos e a interface entre eles;
- c) nível macro (acima de 10^{-1} m) não observa-se nenhuma estrutura interna do material.

As análises feitas pela mecânica da fratura em materiais cimentícios ocorrem em nível meso (VAN MIER, 1997 apud GUETTI, 2006).

O carregamento sofrido por uma peça de concreto favorece a formação e evolução de microfissuras. A continuação do carregamento causa o surgimento de trincas maiores que se propagam atingindo a resistência à tração do material.

Os constituintes do concreto influenciam diretamente na formação e propagação dessas fissuras, conseqüentemente em seus parâmetros de faturamento. Um exemplo disso é a relação água/cimento e o seu efeito na porosidade da matriz do material e na interface agregado-matriz. Com a diminuição dessa relação ocorre uma diminuição da porosidade e conseqüentemente um aumento da resistência do material às solicitações mecânicas.

Guetti (2006) aponta ainda que o enfraquecimento do concreto irá depender dos seus constituintes, citando como exemplo o tamanho do agregado já que em seu contorno se desenvolverão zonas mais fracas que a própria pasta de cimento. O autor

afirma que tal situação é intensificada quando utilizados agregados com diâmetros maiores.

Já nos concretos leves e de alto desempenho, devido a mais alta resistência da matriz cimentícia em relação a resistência dos agregados, as falhas ocorrem através dos agregados graúdos, o que caracteriza esses materiais como fator de extrema relevância no enfraquecimento desses dois tipos de concreto.

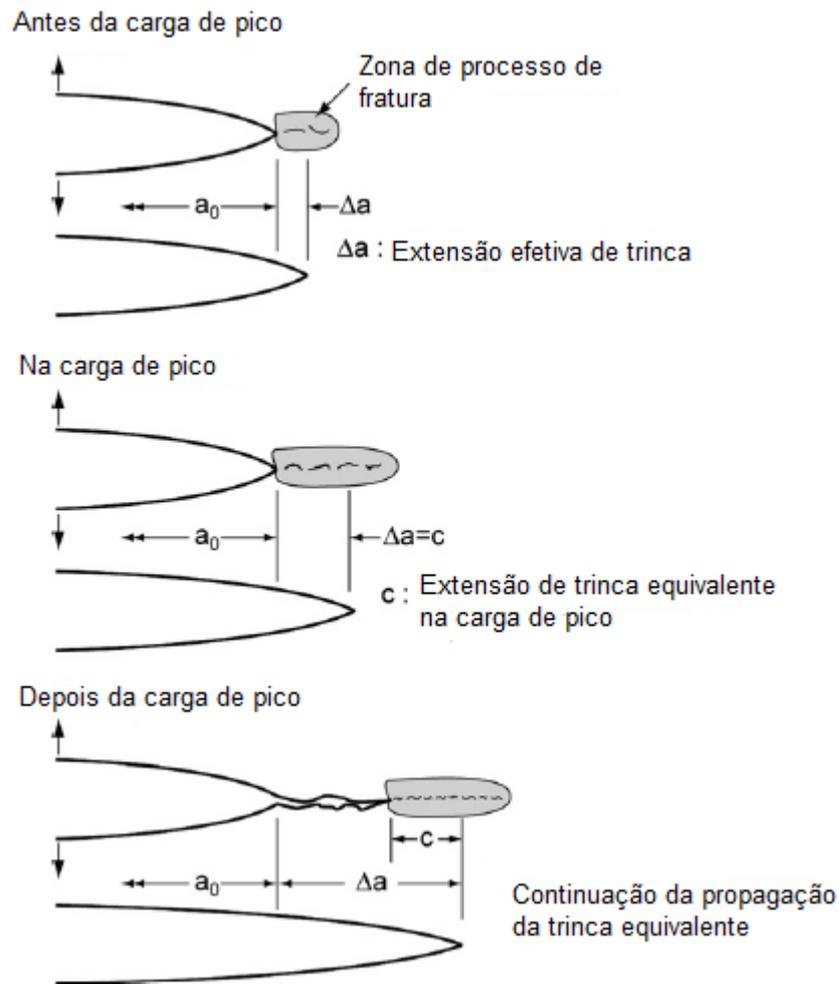
Como dito anteriormente, o carregamento e as consequentes deformações crescentes em estruturas de concreto provocam o processo de microfissuração que ocorre de forma aleatória.

Ao ser atingida a tensão limite de resistência de uma peça, inicia-se a formação de uma trinca, formando uma região conhecida como Zona de Processo de Fratura (ZPF) na ponta dessa trinca. Após a formação da ZPF as deformações na estrutura tendem a crescer nessa região diminuindo nas demais regiões. A tensão de tração continua crescendo até se anular, momento em que ocorre a propagação da trinca. As demais regiões fora da ZPF sofrem um descarregamento elástico devido a diminuição das deformações e tensões. A trinca principal, por sua vez, tem sua abertura aumentada dissipando a energia de deformação elástica.

A esse decréscimo de tensão e aumento de deformação, denomina-se amolecimento (GUETTI, 2006).

O processo de formação da ZPF e propagação da trinca principal pode ser melhor compreendido por meio da ilustração feita por Zhao, Knon e Shah (2008), representado na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Formação da ZPF e propagação da trinca principal.

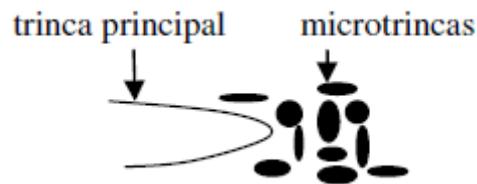


Fonte: Adaptado de Zhao, Knon e Shah (2008).

A ZPF é responsável pelo consumo de grande parte da energia oriunda do carregamento externo e é regida por mecanismos complexos, os quais se comenta a seguir.

Microtrincas: concentram-se na ponta de uma trinca principal, sendo maior a concentração quanto menor for a distância da ponta da trinca. Apresentam orientação aleatória em relação a direção da trinca principal e são responsáveis pelo início do comportamento não linear do concreto.

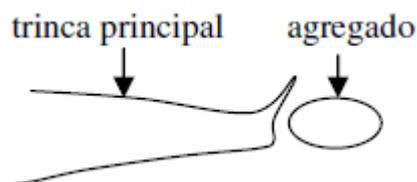
Figura 2.3 – Mecanismo de zona de processo de fratura – Microtrincas.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Mudança de direção na propagação da trinca: ocorre quando a trinca encontra um agregado com a resistência à fratura maior que a da argamassa do concreto, principalmente a região da zona de transição.

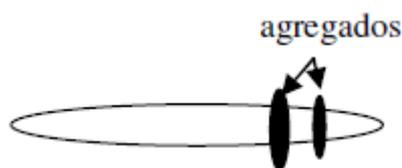
Figura 2.4 – Mecanismo de zona de processo de fratura – Mudança de direção na propagação da trinca.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Costura das faces da trinca: a fissura avança na argamassa, além dos grãos, que continuam a transmitir a tensão entre as suas faces até o arrancamento ou a ruptura do próprio agregado.

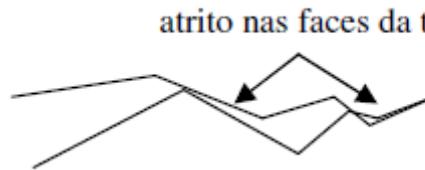
Figura 2.5 – Mecanismo de zona de processo de fratura – Costura das faces da trinca.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Rugosidade das faces da trinca: é o atrito nas faces da trinca causado pela rugosidade das faces, causando mudança de direção de propagação o que dificulta o deslizamento relativo das superfícies da trinca.

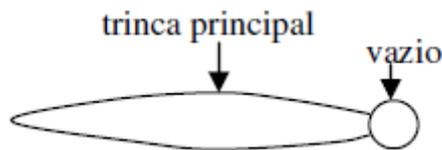
Figura 2.6 – Mecanismo de zona de processo de fratura – Rugosidade das faces da trinca.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Vazios na ponta da trinca: implica no alívio da tensão no campo de tensões na região pelo alargamento da ponta da trinca.

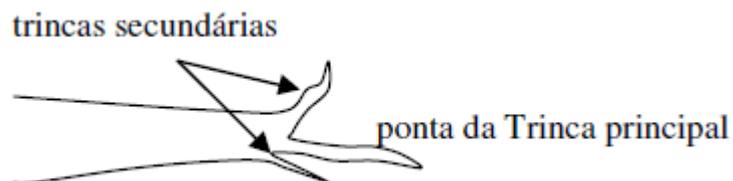
Figura 2.7 – Mecanismo de zona de processo de fratura – Vazio na ponta da trinca.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Ramificação na ponta da trinca: ocorre devido a heterogeneidade do concreto e provoca uma maior demanda de energia para a propagação em várias direções.

Figura 2.8 – Mecanismo de zona de processo de fratura – Ramificação da ponta da trinca.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

2.2.1 Métodos para obtenção dos parâmetros de fratura do concreto

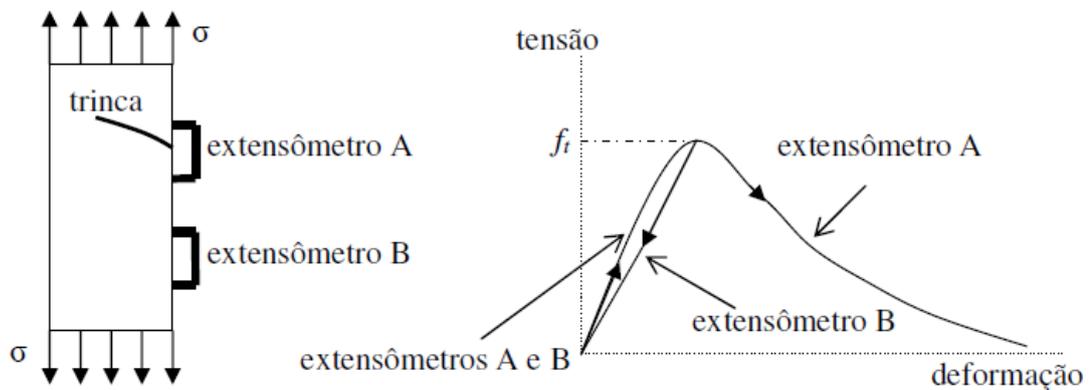
2.2.1.1 Método da energia de fratura (RILEM 50 – FMC)

O método apresentado na especificação RILEM 50 – FMC é baseado no modelo proposto por Hillerborg, Modéer e Petersson (1976). Na pesquisa os autores

submeteram uma placa de concreto a um carregamento de tração uniforme, e observaram que a deformação da placa concentrava-se em um ponto específico, onde iniciava-se a formação de uma trinca que se propagava com o aumento do carregamento, enquanto que nos demais pontos da placa ocorria um descarregamento.

Com o incremento do carregamento, foi observado que a deformação na ponta da trinca continuava aumentando, enquanto que nos demais pontos ocorria uma diminuição retornando ao valor nulo, conforme visto na Figura 2.9.

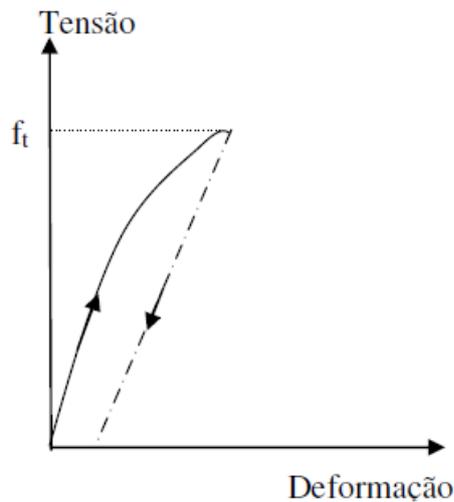
Figura 2.9 – Chapa de concreto tracionada e gráfico tensão x deformação dos ensaios de Hilleborg, Modéer e Peterson.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

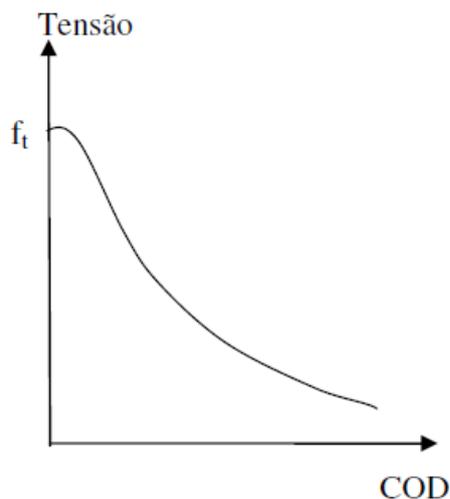
A análise da energia total absorvida pelo corpo de prova durante o ensaio pode ser dividida em duas etapas: antes da carga máxima e depois da carga máxima. O comportamento da placa anterior a carga máxima é representado pelo gráfico tensão x deformação e o comportamento posterior a carga máxima pelo gráfico tensão x abertura de trinca (COD ou CMOD – abertura da trinca na face inferior do corpo de prova), conforme Figuras 2.10 e 2.11, respectivamente.

Figura 2.10 – Gráfico tensão x deformação – Comportamento anterior a carga máxima.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

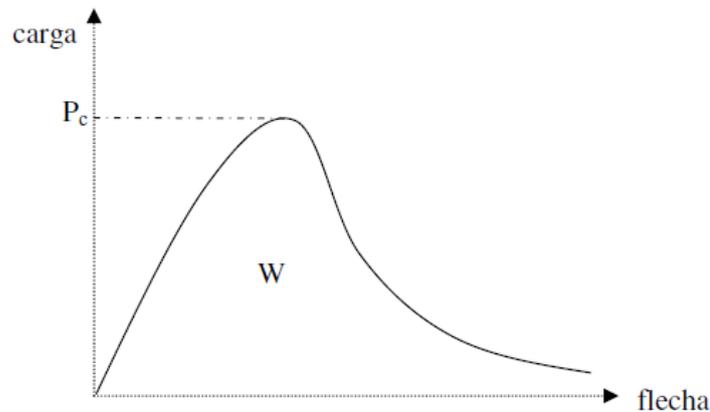
Figura 2.11 – Gráfico tensão x COD – Comportamento posterior a carga máxima.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

À energia total absorvida pelo corpo de prova durante o ensaio, denomina-se energia de fratura (G_f), que é a energia necessária para propagação de uma trinca de área unitária, que pode ser representada pela área sob a curva carga x flecha no ensaio de tração na flexão em três pontos (W) (Figura 2.12), dividido pela área da seção do corpo de prova acima do entalhe (Eq. 2.1). Tal conceito é utilizado pela especificação RILEM 50 – FMC para a determinação da energia de fratura em corpos de prova de concreto e argamassa.

Figura 2.12 – Gráfico carga x flecha para obtenção da energia de faturamento.



Fonte: (GUETTI, 2006).

Assim, tem-se:

$$G_f = \frac{W}{A_{lig}} \quad (2.1)$$

Onde:

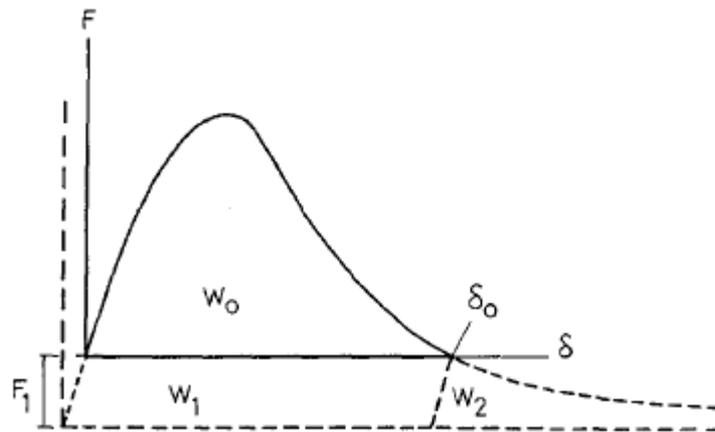
G_f – Energia de fratura;

W – Energia total do sistema; e

A_{lig} – Área acima do entalhe.

No valor da energia total do sistema (W), estão inclusas duas parcelas referentes ao peso próprio do corpo de prova (W_1 e W_2) as quais devem ser consideradas e subtraídas para a obtenção de um valor mais aproximado levando em consideração apenas o carregamento externo, de tal sorte que a energia total (W) pode ser dividida em três partes: W_0 referente ao carregamento externo e as duas parcelas referentes ao carregamento oriundo do peso próprio (W_1 e W_2), conforme Figura 2.13.

Figura 2.13 – Demonstração gráfica da composição da energia total do sistema.



Fonte: (RILEM 50 – FMC)

Assim, tem-se:

$$W = W_0 + W_1 + W_2 \quad (2.2)$$

De modo que para a obtenção de valores mais precisos, a Equação 2.1 passa a ser descrita da seguinte forma:

$$G_f = \frac{W_0}{A_{lig}} \quad (2.3)$$

Outro aspecto importante definido pela RILEM 50 – FMC é o tamanho do corpo de prova a ser utilizado para o ensaio. As dimensões mínimas dos mesmos são definidas em função do diâmetro máximo do agregado utilizado, conforme Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Critérios para escolha de tamanho do corpo de prova

D. máx. (mm)	Profundidade d (mm)	Largura b (mm)	Comprimento L (mm)	Dist. Cutelos l (mm)
1 - 16	100 ± 5	100 ± 5	840 ± 10	800 ± 5
16.1 - 32	200 ± 5	100 ± 5	1.190 ± 10	1.130 ± 5
32.1 - 48	300 ± 5	150 ± 5	1.450 ± 10	1.385 ± 5
48.1 - 64	400 ± 5	200 ± 5	1.640 ± 10	1.600 ± 5

Fonte: RILEM 50 – FMC (Adaptado).

Note-se que em traços com agregado graúdo de 25 mm de diâmetro máximo, por exemplo, a recomendação estabelece um comprimento de mais de 1 metro para o corpo de prova ($1.190 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$), fato que dificulta consideravelmente a execução do ensaio, principalmente pela dificuldade em encontrar equipamentos (prensa e acessórios) capazes de ensaiar tais exemplares, além da dificuldade em manusear esses corpos de prova e da grande quantidade de materiais necessários para o preparo e moldagem.

Assim, são comuns pesquisas em que os autores desconsideram a recomendação da RILEM 50 – FMC, quanto as dimensões dos corpos de prova, desenvolvendo o ensaio para obtenção experimental da energia de fratura com exemplares de dimensões reduzidas, como apresentado a seguir.

Rao e Prasad (2002) investigaram os parâmetros de fratura em concretos de alto desempenho, utilizando o método da energia de fratura e vigas de 100 mm x 100 mm de seção transversal e comprimento de 500 mm. Foram analisados concretos com resistências à compressão entre 40 MPa e 75 MPa, analisando a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado.

Os autores observaram que a energia de fratura dos concretos aumentou com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo.

Chen e Liu (2004) analisaram a influência do diâmetro máximo e do teor do agregado graúdo em concretos de baixa e alta resistências.

Os resultados mostraram que no concreto de baixa resistência a energia de fratura e a tenacidade à fratura aumentaram com os aumentos do diâmetro máximo e do teor do agregado graúdo. Já para o concreto de alta resistência os parâmetros de fratura aumentaram com o aumento do teor de 40% para 60% de agregado graúdo, e apresentaram diminuição com o aumento do teor de 60% para 80%.

Os autores não entraram em maiores detalhes a respeito desse comportamento, porém sabe-se que em concretos de alta resistência, em geral, a fratura ocorre através do agregado graúdo, o que torna a energia de fratura desses concretos consideravelmente maior do que em concretos convencionais, onde a fratura ocorre circundando o agregado graúdo, na zona de transição.

Pode-se inferir também que o aumento no teor de agregado graúdo de 60% a 80%, representou um aumento tal na quantidade de zonas de transição que provocou considerável queda na resistência mecânica, o que provavelmente fez com que a fratura ocorresse na zona de transição, provocando queda na energia de fratura

quando comparado ao intervalo de teores de 40% a 60%, intervalo no qual a fratura deve ter ocorrido através do agregado graúdo.

Elices e Rocco (2008) utilizaram o método da energia de fratura para analisar nove traços de concretos com agregados leves. Os autores usaram três tamanhos de agregados com diâmetros de 3 mm, 9 mm e 14 mm. Utilizaram dois tipos de matriz de argamassas com diferentes resistências e dois tipos de interface matriz-agregado, com a utilização de agente lubrificante (óleo vegetal) em parte dos agregados.

Foram produzidas vigas com seção transversal quadrada de 100 mm de aresta e comprimento de 450 mm, com entalhe no meio do vão de 30 mm. Para cada tipo de concreto quatro vigas foram testadas.

Os agregados que não foram tratados com lubrificantes obviamente ofereceram maior aderência à matriz cimentícia que os agregados lubrificadas, os quais facilmente “descolaram” da matriz devido o carregamento.

Os resultados mostraram que houve um aumento na energia de fratura com o aumento no tamanho do agregado, e que os agregados nos quais não foi aplicado o lubrificante romperam durante o ensaio o que não ocorreu com os agregados lubrificadas, conforme Figura 2.14.

O rompimento dos agregados foi um fator causador do aumento da energia de fratura necessária para a propagação da trinca inicial (entalhe).

Figura 2.14 – Superfícies de fratura.



Fonte: (ELICES; ROCCO, 2008).

Akçay et al. (2012) analisaram o efeito do teor de agregado graúdo na energia de fratura de concretos. Os pesquisadores confeccionaram vigas com seção transversal quadrada de 100 mm de aresta e comprimento de 500 mm. Foram

utilizados dois tamanhos de entalhes nos corpos de prova: 5 mm e 50 mm, ou seja, relações entalhe/altura da seção de 0,05 e 0,5.

As quantidades dos agregados graúdos foram: 40%, 49%, 58% e 66%, em relação a quantidade total de agregados.

Os autores observaram que o aumento do entalhe provocou uma redução na energia de fratura, porém em pequena escala, se levado em consideração que o aumento no comprimento do entalhe foi de dez vezes.

Outro resultado notável foi que para todos os comprimentos de entalhe, a energia de fratura aumentou com o aumento do teor do agregado graúdo nas proporções de 40% a 58%, apresentando uma queda no valor da energia para a proporção de 66%, o que foi atribuído a baixa trabalhabilidade apresentada por esta mistura, com conseqüente aumento na quantidade de ar incorporado.

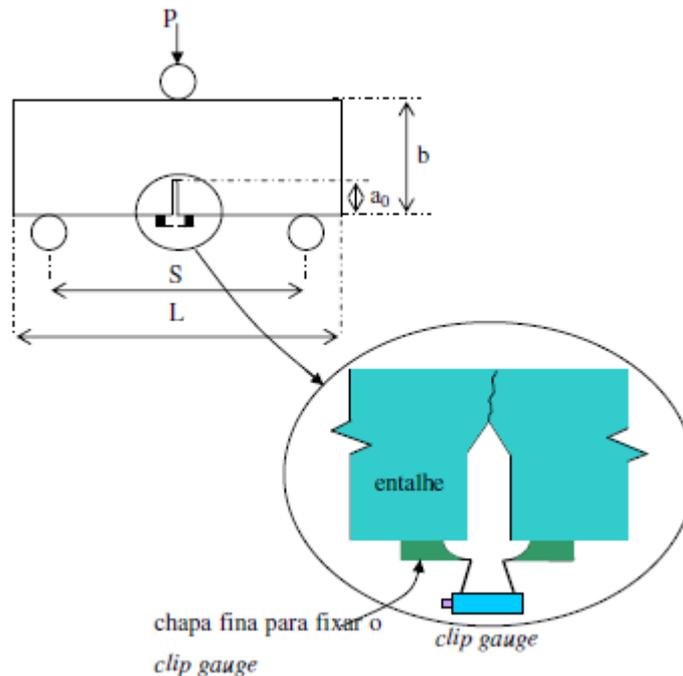
2.2.1.2 Método dos dois parâmetros (TC 89 – FMT)

O método proposto pela recomendação RILEM TC 89 – FMT baseia-se no modelo proposto na pesquisa de Jenq e Shah (1985), que visou determinar de forma experimental dois parâmetros de fundamental importância no que diz respeito à fratura: a tenacidade à fratura (K_{IC}) e o deslocamento crítico de abertura na ponta da trinca ($CTOD_C$).

O modelo assume que só a parcela de energia elástica linear (G_{IC}) é considerada, fazendo nulo o valor da dissipação de energia por meio da coesão das partículas do corpo de prova (G_σ), assim, os parâmetros (K_{IC} e $CTOD_C$) são calculados através dos critérios da Mecânica da Fratura Elástica Linear - MFEL.

O procedimento experimental para obtenção dos parâmetros consiste no ensaio de tração na flexão de corpos de prova prismáticos com entalhe no meio do vão, submetidos a uma configuração de carregamento com três cutelos, conforme demonstrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Desenho esquemático do ensaio para medição de CMOD



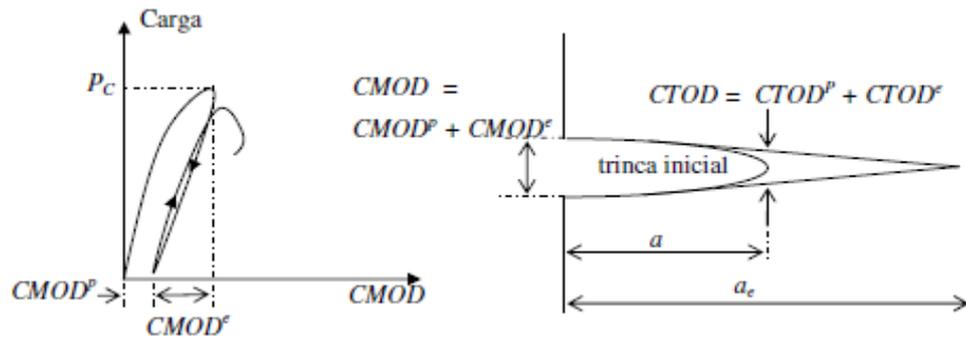
Fonte: (GUETTI, 2006).

O ensaio objetiva a obtenção de um diagrama carga x CMOD. Para tanto, o uso do clip gauge é necessário pois possibilita a medição da abertura da trinca com alta precisão, para cada fração de carregamento.

Durante o procedimento de ensaio, o corpo de prova deve ser carregado até a carga máxima (previamente conhecida), seguindo do descarregamento. Após esse procedimento, a viga é novamente carregada até 95% do valor da carga máxima, seguindo novamente o descarregamento. A velocidade do carregamento e do descarregamento deve ser controlada de sorte que cada ciclo ocorra em aproximadamente 1 minuto.

Após o término do primeiro ciclo de carregamento e descarregamento, pode-se separar as parcelas elástica e plástica da medição do CMOD (Abertura da trinca na face inferior do corpo de prova – entrada da trinca) e CTOD (Abertura na ponta da trinca), de acordo com a Figura 2.16, onde $CMOD^P$ e $CTOD^P$ representam as parcelas plásticas das aberturas na face inferior do corpo de prova e na ponta da trinca, respectivamente.

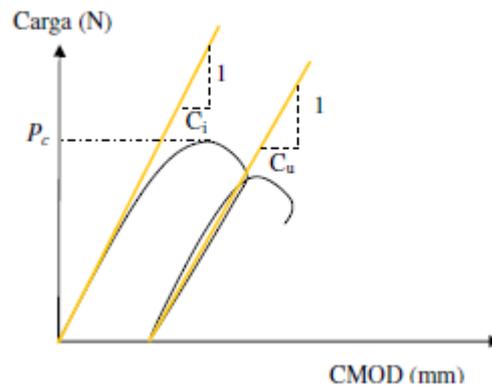
Figura 2.16 – Demonstração gráfica das parcelas elástica e plástica dos valores de CMOD e CTOD.



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Obtida a curva carga x CMOD, traça-se uma tangente (C_i) referente ao primeiro carregamento e outra (C_u) referente ao descarregamento (Figura 2.17).

Figura 2.17 – Demonstração gráfica das restas tangentes C_i e C_u .



Fonte: (SHAH; SWARTZ; OUYANG, 1995).

Por meio da tangente da reta C_i determina-se o módulo de elasticidade (E), de acordo com a Equação 2.4.

$$E = \frac{6S \cdot a_0 \cdot V_1(\alpha_0)}{C_i \cdot W^2 b} \quad (2.4)$$

Onde:

E – Módulo de elasticidade em (N/m²);

a_0 – Comprimento inicial da trinca (entalhe);

W – Altura total do corpo de prova;

α - Relação a/W (altura do entalhe/altura total do corpo de prova);

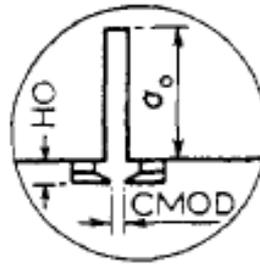
b – Largura da base do corpo de prova;

$$V_1(\alpha_0) = 0,76 - 2,28\alpha + 3,87\alpha^2 - 2,04\alpha^3 + \left[0,66/(1 - \alpha)^2\right] \quad (2.5);$$

$$\alpha_0 = (a_0 + HO)/(W + HO) \quad (2.6);$$

HO – altura do suporte do clip gauge colocado no corpo de prova (Figura 2.18).

Figura 2.18 – Demonstração do suporte para o *clip gauge* instalado no corpo de prova.



Fonte: (RILEM TC 89 – FMT, 1990).

A trinca efetiva, que é a trinca no ponto de carga máxima, pode ser determinada por meio da Equação 2.7, conhecendo-se o módulo de elasticidade (E) e a tangente da reta de descarregamento (C_u).

$$a_c = a_0 \frac{C_u \cdot V_1(\alpha_0)}{C_i \cdot V_1(\alpha_c)} \quad (2.7)$$

Onde:

a_c – Comprimento crítico da trinca (m);

$$V_1(\alpha_c) = 0,76 - 2,28\alpha_c + 3,87\alpha_c^2 - 2,04\alpha_c^3 + \left[0,66/(1 - \alpha_c)^2\right] \quad (2.8); e$$

$$\alpha_c = (a_c + HO) / (W + HO) \quad (2.9)$$

O K_{Ic} pode ser obtido por meio da Equação 2.10:

$$K_{IC} = 3(P_{m\acute{a}x} + 0,5M) \cdot \frac{S\sqrt{\pi a_c}F(\alpha)}{2W^2b} \quad (2.10)$$

Onde:

$P_{m\acute{a}x}$ – Carga máxima no ensaio (N);

S – Distância entre os cutelos de apoio;

M – Massa do corpo de prova entre os suportes; e

$$f(\alpha) = \frac{1,99 - \alpha(1 - \alpha)(2,15 - 3,93\alpha + 2,7\alpha^2)}{\sqrt{\pi^{0,5}(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}}} \quad (2.11)$$

Pode-se obter também o $CTOD_c$, considerando-se os valores da trinca crítica efetiva, do módulo de elasticidade e da carga máxima do ensaio.

$$CTOD_c = \frac{6P_{m\acute{a}x}S \cdot a_c \cdot V_1(\alpha)}{E \cdot W^2b} [(1 - \beta)^2 + (1,081 - 1,149\alpha)(\beta - \beta^2)]^{0,5} \quad (2.12)$$

Onde:

$$\alpha = a_c / W; \text{ e} \quad (2.13)$$

$$\beta = a_0 / a. \quad (2.14)$$

Após ensaios realizados por Jenq e Shah (1985) em diversos tamanhos de corpos de prova (vigas de concreto), os autores concluíram que os valores obtidos de K_{Ic} e $CTOD_c$ independem da geometria do corpo de prova, sendo função exclusivamente do material.

Alguns estudos também vêm sendo desenvolvidos utilizando o modelo proposto pelos autores, objetivando obter os parâmetros de fratura em concretos para as mais diversas utilizações.

Ince e Alyamaç (2008) analisaram o comportamento à fratura pelo método dos dois parâmetros de vigas de concretos com seção transversal quadrada de 150 mm de aresta, e comprimento de 450 mm, com espaço entre os apoios de 380 mm. Os concretos foram preparados variando a relação água/cimento de 0,34 a 0,85.

Os autores observaram que os parâmetros de fratura (K_{Ic} e $CTOD_c$) diminuíram com o aumento da relação água/cimento, ou seja, sofreram influência do decréscimo da resistência à compressão e à tração na flexão do concreto.

Ince (2010) analisou o comportamento à fratura de quatro traços diferentes de concretos convencionais. Para tanto, o autor confeccionou corpos de prova em formato de vigas e cubos. O objetivo dessa parte da pesquisa era analisar a possibilidade da utilização de corpos de prova cúbicos, de menores dimensões e conseqüentemente menor peso, na obtenção dos parâmetros de fratura para os diferentes concretos.

Os resultados mostraram que por meio de uma comparação estatística, não existe diferença considerável entre os valores dos parâmetros de fratura obtidos com os corpos de prova cúbicos e as vigas de concreto. Os resultados também foram comparados com a literatura que apresenta resultado de ensaios com vigas e não foi identificado diferença considerável.

O autor concluiu que os corpos de prova cúbicos podem ser utilizados de forma confiável para a obtenção dos parâmetros de fratura pelo método dos dois parâmetros, e que as fórmulas da MFEL destinadas às vigas também podem ser utilizadas para esse tipo de corpo de prova.

O comportamento à fratura de argamassas também têm sido objeto de estudos. Das et al. (2014) analisaram argamassas com substituição parcial do cimento por calcário, cinza volante e metacaulim, em diferentes proporções e combinações de substituição.

Foram preparados corpos de prova prismáticos para a obtenção da resistência à tração na flexão e os parâmetros de fratura, com dimensões: seção de 25 mm x 76 mm e comprimento de 330 mm, com vão entre os apoios de 305 mm.

Os autores observaram que as adições não alteram as cargas de pico nos ensaios de fratura das argamassas, no entanto, a carga residual para uma dada

abertura de fissura foi maior nas argamassas com as adições, demonstrando uma maior resistência a abertura de fissuras. Os autores atribuíram esse resultado ao fato da adição de calcário ter promovido uma dissipação de energia de forma mais suave, dentre outros aspectos de menor relevância.

2.2.1.3 Método do efeito escala (TC 89 – FMT)

O método do efeito escala também é especificado pela recomendação RILEM TC 89 – FMT, e baseia-se na pesquisa feita por Bazant e Pfeiffer (1987). O método visa obter o valor na energia de fratura em materiais quase frágeis e define essa energia como sendo a energia necessária para que uma trinca pré-existente se propague em corpos de prova de dimensões infinitas.

É um método de relativa facilidade de aplicação, uma vez que não se faz necessário o uso de máquinas servo controladas, como nos métodos da energia de fratura e dos dois parâmetros, porém deve-se confeccionar no mínimo três tamanhos diferentes de corpos de prova, com dimensões similares e com altura definida a partir da dimensão máxima do agregado utilizado, sendo no mínimo três exemplares de cada tamanho de corpo de prova. Os exemplares sofrerão entalhe no vão central e serão submetidos ao ensaio de tração na flexão com três cutelos.

As dimensões dos corpos de prova devem obedecer aos seguintes critérios:

- a) Os menores corpos de prova devem ter uma altura menor ou igual a 5 vezes a dimensão máxima do agregado, e os maiores uma altura mínima de 10 vezes essa dimensão;
- b) A razão entre as alturas do maior e menor exemplar deve ser no mínimo igual a 4;
- c) A razão entre o vão livre e a altura deve ser no mínimo 2,5;
- d) A razão entre a profundidade do entalhe e a altura da viga deve de 0,15 a 0,5;
- e) A espessura do entalhe não deve exceder a 50% da dimensão máxima do agregado; e
- f) A altura e a espessura da viga não devem ser menores do que 3 vezes a dimensão máxima do agregado.

Para o cálculo da energia de fratura são necessários os valores de carga máxima, somado ao peso próprio de cada exemplar, obtido no ensaio de tração na flexão dos corpos de prova entalhados, as dimensões das vigas e o módulo de elasticidade do concreto.

A partir dos resultados dos ensaios é feita uma regressão linear ($Y = AX + C$), onde:

$$Y = \left(\frac{b \cdot d}{p_0}\right)^2 \quad (2.15)$$

$$X = d \quad (2.16)$$

Onde:

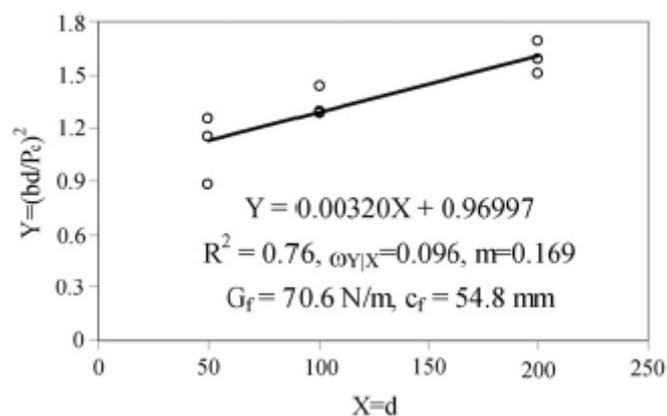
b – Altura da viga;

d – Espessura do corpo de prova; e

p_0 – Carga máxima obtida no ensaio, somada ao peso próprio da viga entre os apoios.

A Figura 2.19 mostra um exemplo da reta extrapolação de regressão linear obtida por Ince (2010).

Figura 2.19 – Regressão linear.



Fonte: (INCE, 2010).

Com o valor da inclinação da reta da regressão linear (A), o módulo de elasticidade do concreto (E_c) e o valor da constante $g_f(\alpha_0)$, pode-se calcular o valor da energia de fratura, usando a Equação 2.17.

$$G_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{E_c \cdot A} \quad (2.17)$$

Onde:

$$g_f(\alpha_0) = \left(\frac{S}{b}\right)^2 \pi \cdot \alpha_0 \left[1,5 \cdot \frac{1,0 - 2,5\alpha_0 + 4,49\alpha_0^2 - 3,98\alpha_0^3 + 1,33\alpha_0^4}{(1-\alpha_0)^{3/2}} \right] \quad (2.18)$$

Onde:

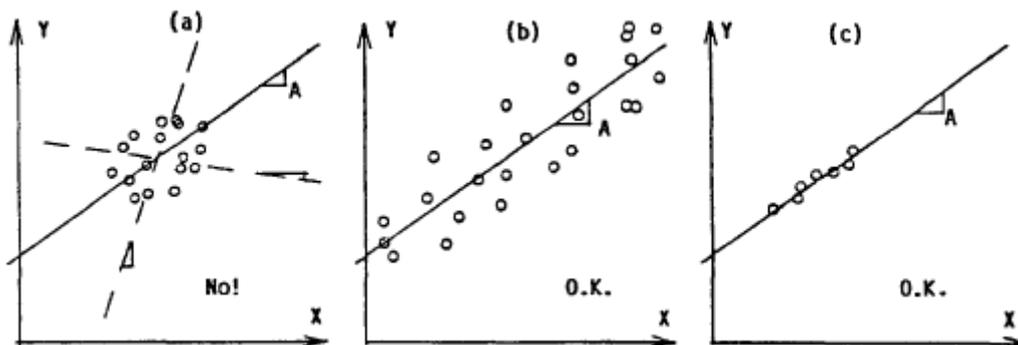
S – Distância entre os cutelos de apoio; e

$\alpha_0 = a_0/b \rightarrow a_0 =$ entalhe inicial e $b =$ altura da seção transversal.

A recomendação RILEM TC 89 – FMT adverte que o intervalo de variação de dimensões dos corpos de prova devem ser tal que proporcione uma dispersão de resultados de forma a favorecer ao traçado da reta o mais preciso possível.

A Figura 2.20 (a) mostra uma situação onde o intervalo de variação de dimensões foi muito próximo ocasionando a obtenção da inclinação da reta de maneira incerta, o que não acontece nos casos (b) e (c). Especificamente no caso da Figura 2.20 (c), o intervalo poderia ser diminuído, ou seja, a diferença de dimensões dos corpos de prova poderia ser menor, já que praticamente não houve dispersão dos resultados.

Figura 2.20 – Dispersão de resultados.



Fonte: (BAZANT; KAZEMI, 1990).

O método do efeito escala vem sendo utilizado em várias pesquisas como meio de obtenção da energia de fratura em materiais quase frágeis.

Einsfeld e Velasco (2006) analisaram a energia de fratura de concretos de alto desempenho, visando a comparação dos valores obtidos pelos métodos da energia de fratura e efeito escala.

Para tanto, os autores ensaiaram cento e quinze vigas de concreto entalhadas no meio do vão. Foram utilizados cinco traços cujas as resistências à compressão esperadas aos 28 dias eram: 50 MPa, 60 MPa, 70 MPa, 90 MPa e 110 MPa.

Os autores observaram que a relação entre os valores das energias de fratura obtidas pelo método da energia de fratura e as obtidas pelo método do efeito escala, foi na ordem de 2,88.

Beygi et al. (2013) investigaram o comportamento à fratura de concretos autoadensáveis levando em consideração a variação do fator água cimento, que no caso foi de 0,35 a 0,70.

Os autores submeteram cento e setenta e cinco vigas entalhadas no meio do vão ao ensaio de tração na flexão. A energia de fratura foi obtida pelos métodos da energia de fratura e efeito escala.

Os autores observaram que:

- a) Os maiores valores de energia de fratura foram obtidos para a relação água cimento de 0,4;
- b) Quanto menor o fator água cimento, mais próximo o comportamento do concreto com o previsto na MFEL, ou seja, mais frágil o material;
- c) A relação entre a energia de fratura obtida pelo método da energia de fratura e a obtida pelo método do efeito escala, foi na ordem de 2,92.

Nikbin et al. (2014) analisaram o comportamento à fratura de concretos autoadensáveis, levando em consideração o teor do agregado graúdo. Para tanto, os autores submeteram ao ensaio de tração na flexão em três pontos, cinquenta e oito vigas de concreto entalhadas no meio do vão.

Os concretos foram dosados mantendo-se constante a quantidade total dos agregados, porém variando a quantidade dos agregados graúdos em 30%, 40%, 50% e 60% em função da quantidade total dos agregados.

Foram utilizados os métodos da energia de fratura e efeito escala.

Os autores observaram que as energias de fratura obtidas pelos dois métodos utilizados aumentaram com o aumento do teor do agregado graúdo.

Ainda Beygi et al. (2014a) analisaram a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo nos parâmetros de fratura de concretos de média e alta resistências. Os pesquisadores submeteram oitenta e seis vigas entalhadas no meio do vão ao ensaio de tração na flexão em três pontos. Da mesma forma que Nikbin et al. (2014), os autores também utilizaram os métodos da energia de fratura e efeito escala.

Os resultados mostraram que com o aumento do diâmetro máximo utilizado na mistura a energia de fratura aumentou, fato que os pesquisadores justificaram pelo aumento no comprimento de fratura provocado pelo agregado de maior diâmetro.

A tenacidade à fratura aumentou em média 20% com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo de 9,5 mm para 19 mm.

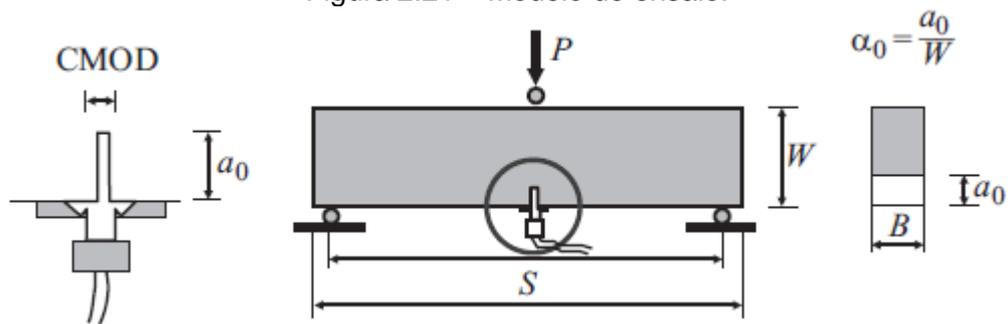
2.2.1.4 Equações da MFEL – Calibração por FERREIRA (2002)

As equações relevantes da MFEL para diversas geometrias são fornecidas nos manuais de mecânica da fratura.

No entanto, Ferreria (2002) usou a técnica dos elementos finitos para determinar as equações de dependência geométrica que relacionem o fator de intensidade de tensões (K_I) e os deslocamentos à carga aplicada, em corpos de prova com relação S/W (distância entre os apoios/altura da seção transversal) igual a 3, modelo comumente utilizado na América Latina para controle de resistência à tração na flexão de concretos: 150 mm x 150 mm x 500 mm, sendo 450 mm entre os apoios, ou ainda 100 mm x 100 mm x 400 mm, sendo 300 mm entre os apoios.

No estudo citado foram utilizados corpos de prova de 150 mm x 150 mm x 500 mm submetidos ao ensaio de flexão em três pontos com um entalhe no meio do vão central de 25 mm, conforme Figura 2.21.

Figura 2.21 – Modelo de ensaio.



Fonte: (FERREIRA, 2007).

Inicialmente o modelo foi proposto para uma relação $\alpha_0 = a_0/W = \alpha$ (altura do entalhe/altura da seção transversal) no intervalo de $0,05 \leq \alpha \leq 0,90$.

O autor determinou os parâmetros numéricos das equações da MFEL por meio de análises bidimensionais em estado plano de tensões usando o programa FRANC2D/J, desenvolvido na Universidade Cornell e Estadual do Kansas, Estados Unidos. As vigas foram modeladas com aproximadamente 3700 graus de liberdade.

A cada variação de carregamento, o K_I , o deslocamento vertical no eixo do vão e o deslocamento na abertura de entrada do entalhe foram medidos, este último com o auxílio de um clip gauge.

Então, para o prisma de referência já mencionado, o pesquisador chegou aos seguintes resultados:

2.2.1.4.1 Fator de intensidade de tensões (K_I)

Da MFEL tem-se que o K_I é dado por:

$$K_I = \frac{1,5 \cdot P \cdot S \cdot \sqrt{\pi a}}{BW^2} f(\alpha) \quad (2.19)$$

Onde:

P – Carga aplicada;

a – Comprimento total da fissura;

α – a/W (altura do entalhe/altura da seção transversal);

S – Distância entre os apoios;

B – Largura da seção transversal; e

W – Altura da seção transversal.

A função adimensional $f(\alpha)$ é um fator de calibração para o uso da equação da MFEL em corpos de prova de concretos com a relação S/W igual a 3, e é dada por:

$$f(\alpha) = f_1(\alpha) + f_2(\alpha) \quad (2.20)$$

$$f_1(\alpha) = \frac{(a+b\alpha)}{(1+c\alpha+d\alpha^2)} \quad (2.21)$$

$$f_2(\alpha) = A + B\alpha + C\alpha^2 + D\alpha^3 + E\alpha^4 \quad (2.22)$$

Onde os coeficientes adimensionais são apresentados na Tabela 2.2 e são válidos para o intervalo de $0,05 \leq \alpha \leq 0,9$.

Tabela 2.2 – Coeficientes para a função adimensional de dependência geométrica $f(\alpha)$.

A	B	C	D	E
0,36600854	-2,0887596	4,6108	-6,4989059	4,2317536
a	b	c	d	-
0,68037896	-0,74414798	-2,1551	1,1610678	-

Fonte: (FERREIRA, 2002)

2.2.1.4.2 Deslocamentos de abertura da entrada do entalhe (CMOD)

Tem-se que o valor de CMOD é dado por (SHAH, SWARTZ e OUYANG, 1995):

$$CMOD = \frac{6 \cdot P \cdot S \cdot a}{E \cdot B \cdot W^2} g(\alpha) \quad (2.23)$$

A função adimensional de dependência geométrica $g(\alpha)$, obtida de forma análoga a $f(\alpha)$, é dada por:

$$g(\alpha) = g_1(\alpha) + g_2(\alpha) \quad (2.24)$$

$$g_1(\alpha) = \frac{(a+b\alpha)}{(1+c\alpha+d\alpha^2)} \quad (2.25)$$

$$g_2(\alpha) = A + B\alpha + C\alpha^2 + D\alpha^3 + E\alpha^4 \quad (2.26)$$

Onde os coeficientes dimensionais são apresentados na Tabela 2.3 e são válidos para o intervalo de $0,05 \leq \alpha \leq 0,9$.

Tabela 2.3 – Coeficientes para a função adimensional de dependência geométrica $g(\alpha)$.

A	B	C	D	E
0,34227062	-1,7613261	2,0977433	-1,437406	1,4550015
a	b	c	d	-
0,9944702	-0,57381717	-2,0599783	1,0632619	-

Fonte: (FERREIRA, 2002)

2.2.1.4.3 Deslocamentos verticais (δ)

A medição de deslocamentos verticais em corpos de prova prismáticos sujeitos a esforços de tração oriundos do ensaio de flexão, segundo a recomendação RILEM TC 162-TDF deve ser feita um pouco abaixo da linha de carga, já outras normas sugerem na face inferior da viga. No entanto, é consenso que as medições de deslocamentos verticais em corpos de prova prismáticos são de difícil aferição devido a dificuldade de instrumentar os espécimes na região.

Pela resistência dos materiais, para vigas sujeitas a um carregamento concentrado no meio do vão livre, tem-se que o deslocamento vertical é dado pela equação:

$$\delta_{INF} = \frac{1,5 \cdot P \cdot S^2}{B \cdot W^2 \cdot E} V(\alpha) \quad (2.27)$$

Onde:

E – Módulo de elasticidade.

Após tratamento análogo dado ao K_I e ao CMOD, a função adimensional de dependência geométrica $V(\alpha)$ é dada por:

$$V(\alpha) = V_1(\alpha) - V_2(\alpha) \quad (2.28)$$

$$V_1(\alpha) = \frac{(a+b\alpha)}{(1+c\alpha+d\alpha^2)} \quad (2.29)$$

$$V_2(\alpha) = A + B\alpha + C\alpha^2 + D\alpha^3 + E\alpha^4 \quad (2.30)$$

Os coeficientes estão apresentados na Tabela 2.4, válidos para o intervalo de $0,05 \leq \alpha \leq 0,9$.

Tabela 2.4 – Coeficientes para a função adimensional de dependência geométrica $V(\alpha)$.

A	B	C	D	E
-0,070414595	0,34349265	-0,18451653	-0,33684499	0,14066034
a	b	c	d	-
0,5214121	0,08933	-2,0130802	1,0138299	-

Fonte: (FERREIRA, 2002)

2.2.1.4.4 Equações gerais

As equações apresentadas anteriormente são válidas para o intervalo de $0,05 \leq \alpha \leq 0,9$, o que compreende quase a totalidade da altura da seção transversal.

Segundo Ferreira (2002), a abrangência desse intervalo de validade das expressões torna o uso das mesmas, do ponto de vista de aplicação prática para casos comuns de mecânica da fratura, de certa forma complicado e com relativa imprecisão.

Visando simplificar o uso das expressões e principalmente obter um ganho significativo em precisão, o autor apresentou as seguintes expressões gerais, válidas para o intervalo reduzido de $0,05 \leq \alpha \leq 0,75$:

$$K_{IC} = \frac{1,5 \cdot P_{m\acute{a}x} \cdot S \cdot \sqrt{\pi a}}{BW^2} f(\alpha) \quad (2.31)$$

$$CMOD_{m\acute{a}x} = \frac{6 \cdot P_{m\acute{a}x} \cdot S \cdot \alpha}{E \cdot B \cdot W} g(\alpha) \quad (2.32)$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{1,5 \cdot P_{m\acute{a}x} \cdot S^2}{B \cdot W^2 \cdot E} V(\alpha) \quad (2.33)$$

A equação de dependência geométrica, agora de 5º ordem, passa a ser descrita da seguinte forma:

$$f(\alpha), g(\alpha) \text{ ou } V(\alpha) = a \cdot \alpha^5 + b \cdot \alpha^4 + c \cdot \alpha^3 + d \cdot \alpha^2 + e \cdot \alpha + f \quad (2.34)$$

Os coeficientes para as funções de dependência geométricas, válidos para o intervalo de $0,05 \leq \alpha \leq 0,75$, são apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Coeficientes para as funções adimensionais de dependência geométrica $f(\alpha)$, $g(\alpha)$ e $V(\alpha)$.

	a	b	c	d	e	f
f(α)	60,398928	-86,787007	47,418483	-8,234774	0,092058	6E-05
g(α)	357,62476	-547,594400	321,190000	-77,968710	8,484876	1,049
V(α)	352,29499	-542,694230	321,336060	-80,619223	9,756626	0,293

Fonte: (FERREIRA, 2002)

Alguns estudos foram desenvolvidos utilizando a calibração feita por Ferreira (2002) para determinação de parâmetros de faturamento em materiais cimentícios.

Ferreira (2007) analisou o comportamento à fratura de concretos de alta resistência com e sem a adição de fibras de aço.

O autor objetivou analisar se o modelo calibrado por si próprio em Ferreira (2002), baseado nas equações da MFEL, era viável para o traçado de Curvas-R ($K_I \times CMOD$) para materiais quase frágeis com e sem o reforço de fibras de aço.

O autor concluiu que o modelo baseado nas equações da MFEL pode ser utilizado para modelar o comportamento da Curva-R de materiais quase frágeis com e sem o reforço de fibras de aço. Também ficou estabelecido que a tenacidade à fratura de materiais cimentícios, pode ser avaliada pelo modelo durante todo o processo de fratura, nos diferentes tipos de comportamento: falha no crescimento

estável da trinca, arranchamento de fibra, dentre outros, podendo essas falhas serem detectadas e interpretados de forma consistente mecanicamente.

Sachet (2012) usou o modelo calibrado por Ferreira (2002) para analisar, dentre outros parâmetros, o comportamento à fratura de concretos compactados com rolo (CCR) confeccionados com o uso de material oriundo da fresagem de pavimentos asfálticos, em substituição ao agregado natural.

A pesquisadora além da variação de faixas granulométricas do material fresado, trabalhou com substituições de 50% e 100%.

Os estudos mostraram que todos os CCR ensaiados com substituição do agregado natural apresentaram boa resistência à propagação de trincas durante o processo de crescimento da mesma. Tal situação é de fundamental importância em se tratando de pavimentos, uma vez que a sua durabilidade é aumentada com a propagação lenta de possíveis trincas existentes, face a demora na propagação possibilitar a manutenção corretiva antes da ruptura completa da estrutura do pavimento.

Balbo e Albuquerque (2013) também utilizaram o modelo calibrado por Ferreira (2002) para avaliar os parâmetros de fratura em concretos secos destinados a uso em bases de pavimentos, fabricados com agregados reciclados de demolição da construção civil em substituição ao agregado granítico natural.

Os autores utilizaram dois traços para o concreto seco: um de referência, com consumo de 110 Kg/m³ de ligante hidráulico e 100% dos agregados naturais, e outro com substituição de 100% do agregado natural pelo agregado reciclado de demolição de construção civil e com consumo de ligante de 125 Kg/m³.

Foi observado que a energia de fratura do concreto com material reciclado caiu na ordem de 50%, o que reflete diretamente na sua resistência à propagação de trincas e conseqüentemente na sua vida útil em campo.

Os resultados levaram a uma conclusão intuitiva que a vida útil à fadiga do material também pode ter sido consideravelmente afetada.

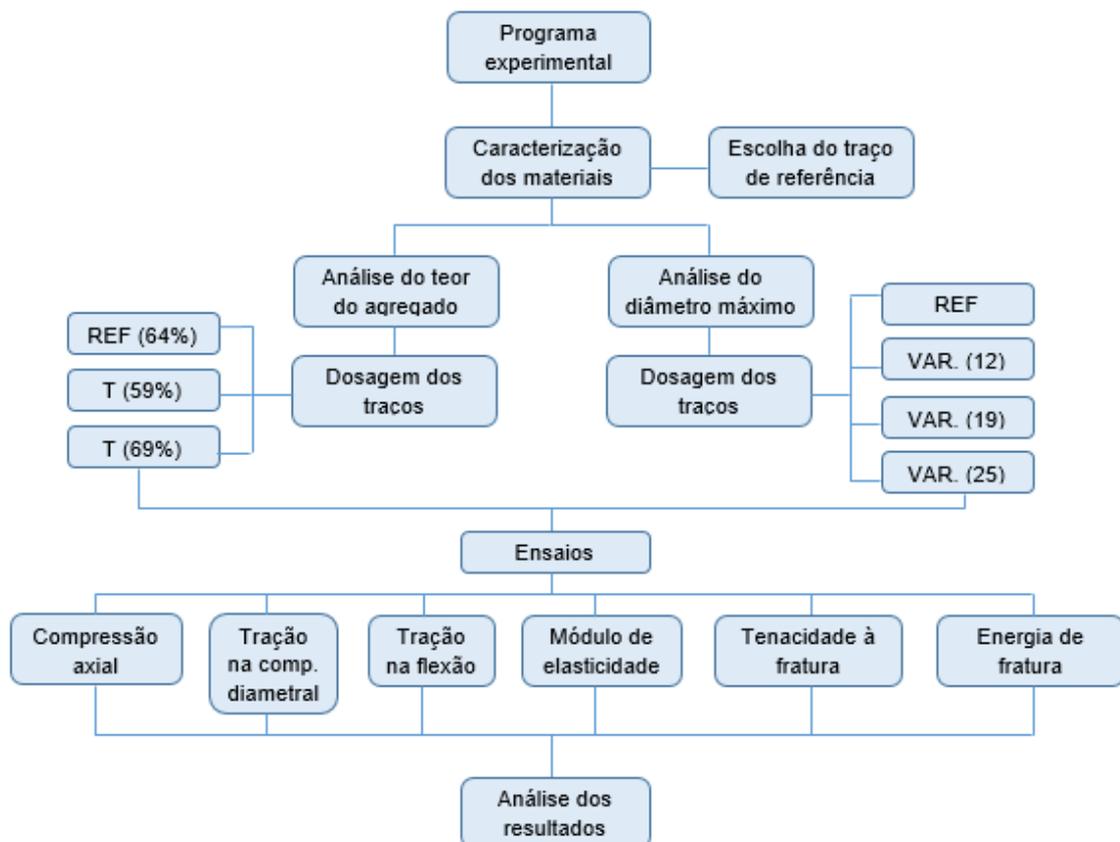
Os autores sugerem cautela e estudos mais aprofundados para a utilização do material de demolição em bases de pavimentos.

CAPÍTULO 3

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento desta pesquisa foi elaborado um programa experimental, apresentado por meio da Figura 3.1.

Figura 3.1 – Fluxograma do programa experimental



A pesquisa foi dividida em quatro etapas, a saber:

Etapa 1: obtenção e caracterização dos materiais, concomitante com a escolha do traço de referência;

Etapa 2: determinação das análises a serem feitas na pesquisa, sendo definido que seria avaliado a influência do teor e do diâmetro máximo do agregado graúdo. Ainda nesta etapa, foram definidas as variações a serem feitas no traço de referência, preparadas as misturas e moldados os corpos de prova;

Etapa 3: realização dos ensaios mecânicos;

Etapa 4: análise dos resultados.

As etapas da pesquisa são apresentadas com maiores detalhes nas seções seguintes deste trabalho.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Escolha dos Traços

Conforme discutido no Capítulo 1, há uma variedade considerável de traços em uma mesma obra de engenharia rodoviária, mesmo em seguimentos considerados como de pequena extensão.

Neste estudo, como o objetivo foi analisar a influência do agregado graúdo na resistência mecânica e propriedades de fratura de um concreto destinado à pavimentação rígida, adotou-se um dos traços utilizados nas obras de duplicação da BR-101/RN, corredor Nordeste, Lote – 01, executado pelo 1º BEC, como traço de referência do estudo, ou seja, o traço CSP – 06 (Tabela 1.1) irá representar as propriedades mecânicas encontradas em campo na referida obra, e serviu como referência para análise das diferenças apresentadas nos traços que sofreram modificações.

A escolha desse traço se deu por dois aspectos: o primeiro foi a não utilização em sua composição da brita com diâmetro máximo de 32 mm, que é de difícil obtenção já que a mesma na região da Grande Natal/RN normalmente só é produzida sob encomenda. O segundo aspecto e de maior relevância, foi que a relação agregado graúdo/agregado total desse traço apresenta um valor intermediário (64,09%) em relação aos demais traços da obra citada (Tabela 1.1), favorecendo ao intervalo de variação pretendida como será demonstrado a seguir.

O primeiro parâmetro analisado na pesquisa foi a influência do teor do agregado graúdo nas propriedades dos concretos em termos da relação entre a quantidade de agregado graúdo e a quantidade total dos agregados (miúdo + graúdo).

Para tanto, buscou-se variar essa relação, utilizando o traço de referência, de tal maneira que o intervalo de variação abrangesse a relação de todos os onze traços utilizados no seguimento da obra, mantendo-se constante a quantidade total dos agregados (miúdo + graúdo) e as quantidades de cimento, aditivo e relação água/cimento. Desta forma, o intervalo da relação entre a quantidade de agregado graúdo e a quantidade total de agregados adotado foi de 59% a 69%.

Para essa análise, o traço de referência (CSP – 06) foi denominado de REF(64%) e os novos traços foram denominados de T(59%) e T(69%), onde no primeiro a quantidade de agregado graúdo em relação a quantidade total dos agregados foi diminuída, e no segundo foi aumentada, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Definição dos traços adotados para análise da influência do teor dos agregados graúdos.

TRAÇO	CIMENTO (kg)	AREIA (kg)	BRITA 25 (kg)	BRITA 19 (kg)	ÁGUA (l)	ADITIVO PLASTIFICANTE (kg)	ESPECIFICAÇÃO	% de agreg. Graúdo por agregado total
T(59%)	383,00	752,35	649,04	433,61	170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	59,00
REF(64%)	383,00	659,00	705,00	471,00	170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	64,09
T(69%)	383,00	568,85	759,04	507,11	170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	69,00

Observa-se que nos onze traços utilizados na BR-101/RN (Tabela 1.1), a variação da relação entre agregados é acompanhada da mudança nas quantidades de cimento, aditivos e relação água/cimento. No entanto, nesta pesquisa definiu-se manter constante as proporções destes insumos, de maneira que a real influência do teor do agregado graúdo fosse observada, evitando possíveis compensações em alguns parâmetros pelo aumento no teor de cimento, por exemplo.

O segundo parâmetro analisado foi a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo dos concretos em suas propriedades mecânicas. O traço CSP – 06, nesta análise denominado simplesmente de REF, que conta em sua composição original com uma mistura de britas com diâmetros máximos de 19 mm e 25 mm, foi reproduzido exclusivamente com britas 12,5 mm (VAR. 12), 19 mm (VAR. 19) e 25 mm (VAR. 25).

Tal qual na análise da influência da variação do teor, todos os demais insumos como cimento, areia, relação água/cimento e aditivo foram mantidos constantes.

A Tabela 3.2 mostra a composição dos traços utilizados na análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo.

Tabela 3.2 – Definição dos traços adotados para análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo.

TRAÇO Nº	CIMENTO (kg)	AREIA (kg)	BRITA 12 (kg)	BRITA 19 (kg)	BRITA 25 (kg)	ÁGUA (l)	ADITIVO PLASTIFICANTE (kg)	ESPECIFICAÇÃO	% de agreg. Graúdo por agregado total
REF	383,00	659,00		705,00	471,00	170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	64,09
Var. 12	383,00	659,00	1176,00			170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	64,09
Var. 19	383,00	659,00		1176,00		170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	64,09
Var. 25	383,00	659,00			1176,00	170,00	3,91	MASTERMIX BF 22	64,09

3.1.2 Caracterização dos materiais utilizados na pesquisa

Conforme já comentado, o traço de referência desta pesquisa que sofreu as variações pertinentes para análise da influência do agregado graúdo, foi um dos traços utilizados na construção da BR-101/RN. Desta forma, se buscou utilizar os mesmos materiais que foram utilizados na obra procurando obtê-los dos mesmos fornecedores, e comprovando algumas propriedades relevantes para o cumprimento dos objetivos propostos na pesquisa.

3.1.2.1 Cimento

O cimento utilizado na pesquisa foi do tipo CP – II Z 32, parametrizado pela NBR 11578/1997, sendo facilmente encontrado no mercado da Grande Natal.

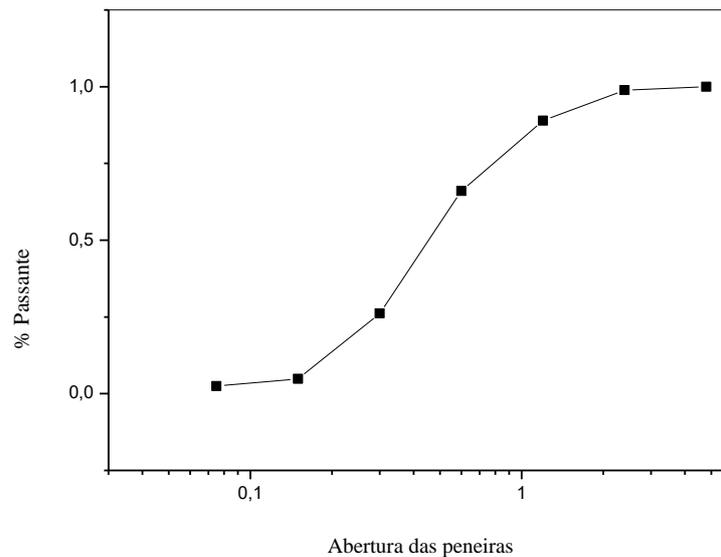
3.1.2.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado na obra foi oriunda de jazidas encontradas ao longo do segmento da rodovia que foi duplicado/restaurado. Para esta pesquisa este insumo foi adquirido em estabelecimento comercial na cidade de Natal/RN, porém sabidamente extraída de jazida nas proximidades da obra. Algumas propriedades características como massa específica, massa unitária, teor de material orgânico e distribuição granulométrica deste material foram verificadas e estão apresentadas na Tabela 3.3 e no gráfico da Figura 3.2, respectivamente.

Tabela 3.3 – Ensaios de caracterização do agregado miúdo.

Ensaio	Resultado	Norma
Massa específica (g/cm ³)	2,6	NBR NM 52:2009
Massa unitária (g/cm ³)	1,3	NBR NM 45:2006
Teor de material orgânico	mais claro	NBR NM 49:2001
Módulo de finura	2,15	

Figura 3.2 – Composição granulométrica da areia.



3.1.2.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado nesta pesquisa foi obtido do mesmo fornecedor da obra da BR-101/RN, a Pedreira Votorantim, localizada na cidade de Macaíba/RN. Foram obtidos agregados graúdos com os seguintes diâmetros máximos: 12,5 mm, 19 mm e 25 mm. Da mesma forma que com o agregado miúdo, algumas propriedades características do material foram analisadas e os resultados são apresentados na Tabela 3.4 e o gráfico da Figura 3.3.

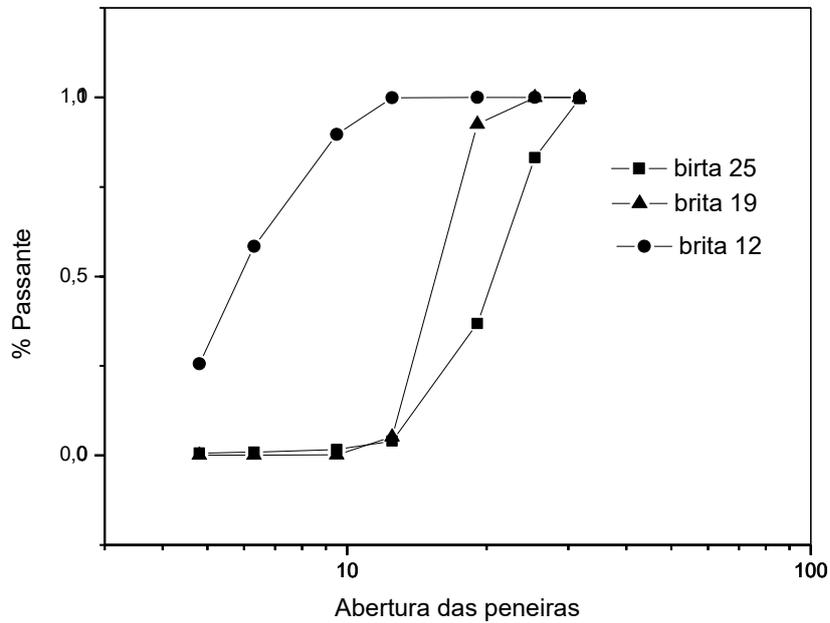
Tabela 3.4 – Ensaios de caracterização das britas.

Ensaio	Resultado			Norma
	Brita 12,5	Brita 19	Brita 25	
Diâmetro máximo (mm)	12,5	19	25	
Massa específica (g/cm ³)	2,6	2,6	2,6	NBR NM 53:2009
Massa unitária (g/cm ³)	1,4	1,4	1,4	NBR NM 45:2006
Los Angeles	26,50%	26,50%	26,50%	NBR NM 51:2001
Índice de forma	1,86	2,19	2,10	NBR 7809:2008
Módulo de finura	4,8	9,98	10,56	

O ensaio de desgaste Los Angeles foi realizado apenas com a brita de diâmetro máximo de 19 mm. Por ser o desgaste à brasão uma característica da rocha e pelo fato de todos os agregados graúdos terem sido produto de britagem de uma mesma

rocha, não foi necessário a realização do ensaio para os diâmetros de 12,5 mm e 25 mm.

Figura 3.3 – Composição granulométrica dos agregados graúdos.



3.1.2.4 Aditivo

O aditivo usado na pesquisa foi do tipo plastificante, fornecido pela empresa BASF, denominado MASTERMIX BF 22, o mesmo utilizado na obra da BR-101/RN.

3.1.2.5 Água

A água utilizada para preparo dos traços foi fornecida pela Companhia de Águas e Esgotos do RN – CAERN.

3.1.3 Moldagem dos corpos de prova

O preparo dos traços e moldagem dos corpos de prova se deu no laboratório de materiais de construção na Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN. Para tanto, foi utilizada uma betoneira semi fixa com capacidade para 120 litros.

Antes da moldagem os materiais foram secos em estufa a 100 °C por um período de 24 horas. Após a secagem foram esfriados naturalmente até a temperatura ambiente, para só então serem pesados de acordo com o traço a ser preparado.

A mistura dos materiais seguiu uma sequência única:

- a) agregado graúdo;
- b) 2/3 da água de amassamento;
- c) cimento;
- d) agregado miúdo;
- e) 1/3 restante da água juntamente com o aditivo;
- f) mistura por 4 minutos.

Após cada procedimento de mistura dos traços foram realizados ensaios de abatimento de tronco de cone – *Slump Test*, para em sequência proceder-se a moldagem dos corpos de prova. O adensamento foi feito de forma mecanizada por meio de um vibrador de imersão. Tais etapas são mostradas na Figura 3.4 (a, b, c).

Figura 3.4 – Mistura (a), *Slump Test* (b), moldagem e vibração mecânica dos corpos de prova (c).



(a)



(b)



(c)

Seguindo a recomendação da NBR 5738:2016, a desmoldagem dos corpos de prova cilíndricos ocorreu após 24 horas decorridas da moldagem, já os corpos de prova prismáticos foram desmoldados após o período de 48 horas.

Após o desmolde todos os corpos de prova foram submetidos à cura úmida até 24 horas antes do horário previsto para o ensaio, isso visou a completa secagem superficial dos exemplares.

A Tabela 3.5 apresenta alguns resultados de ensaios de caracterização dos concretos e misturas secas de britas e areia.

Tabela 3.5 – Ensaio de caracterização das misturas.

Traço	Abatimento (mm)	Massa unitária no estado endurecido (g/cm ³)	Massa unit. compactada da mistura (areia + britas) (g/cm ³)	Massa específica	Absorção	Índice de vazios
REF(64%)	86,5	2,35	1,9	2,53	3,24	7,57
T(59%)	200	2,37	1,9	2,52	2,96	6,94
T(69%)	215	2,37	1,9	2,36	2,83	6,27
Var. 12	5	2,36	1,7	2,35	2,77	6,12
Var. 19	65	2,36	1,9	2,51	3,03	7,08
Var. 25	110	2,35	1,9	2,52	2,75	6,49

3.1.3.1 Dimensões dos corpos de prova

3.1.3.1.1 Ensaio de compressão axial, tração na compressão diametral e módulo estático de elasticidade

Neste trabalho, para os ensaios mecânicos de resistência à compressão axial, tração na compressão diametral e módulo estático de elasticidade, foram usados corpos de prova com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, tamanho mais comumente utilizado uma vez que promove uma maior economia de materiais e maior facilidade de transporte e manuseio dos exemplares.

3.1.3.1.2 Ensaio de resistência à tração na flexão

Para a obtenção da resistência à tração na flexão dos concretos foram moldados corpos de prova prismáticos. A mudança sofrida pela NBR 5738 no ano de 2015, permitiu que a dimensão mínima da seção transversal quadrada desses corpos de prova seja de 100 mm, com comprimento mínimo de 350 mm sendo a distância

mínima entre os cutelos de apoio de 300 mm. Até então essas dimensões mínimas eram 150 mm, 500 mm e 450 mm, respectivamente.

Para esta pesquisa foram adotadas as dimensões de 100 mm de aresta na seção transversal quadrada e 400 mm de comprimento, sendo 300 mm de distância entre os cutelos de apoio. Tais dimensões estão de acordo com as recomendações da NBR 5738:2016.

3.1.3.1.3 Ensaio de tenacidade à fratura

Para os ensaios de tenacidade à fratura, os parâmetros de ensaios apresentados por Ferreira (2002), no que diz respeito a questões geométricas dos corpos de prova, exigem que o exemplar utilizado para a realização do ensaio seja prismático e que a relação distância entre os cutelos de apoio/altura da seção transversal da vigota (S/W) seja igual a 3.

Os corpos de prova utilizados para a obtenção da resistência à tração na flexão, apresentados no item 3.1.3.1.2, atende ao critério $S/W = 3$, sendo 300 mm a distância entre os apoios e 100 mm a altura da seção transversal da vigota, conforme já explicitado. Por esse motivo, além da possibilidade de reaproveitamento das formas (Seção 3.1.3.2), a obtenção da tenacidade à fratura se deu utilizando corpos de prova de geometria idêntica aos utilizados no ensaio de tração na flexão.

Outro parâmetro geométrico importante para a realização do ensaio foi a definição da profundidade e espessura do entalhe. O modelo calibrado por Ferreira (2002) estabelece sua validade para uma relação entre a altura do entalhe e altura da seção transversal da vigota (a/W) pertencente ao intervalo de 0,05 a 0,75. Neste trabalho optou-se por adotar esta relação igual a 0,5, ou seja, a profundidade do entalhe igual a 50% da altura da seção: 50 mm.

No que diz respeito a espessura do entalhe, Ferreira (2002) não estabelece limites inferior ou superior, o que fez com que fosse utilizado neste trabalho como limite máximo o estabelecido na recomendação RILEM 89 – FMT, 0,5 vezes o diâmetro do maior agregado da mistura, embora o modelo para obtenção dos parâmetros de fratura apresentados nesta recomendação RILEM, não tenha sido utilizado diretamente para a análise da fratura dos concretos estudados nesta pesquisa.

Para este estudo o limite mais desfavorável para a espessura do entalhe se deu no traço VAR – 12, que foi de 6,25 mm. A espessura de entalhe utilizada foi de 1,2 mm para todos os traços, bem abaixo do limite máximo estabelecido pela recomendação RILEM mencionada.

3.1.3.1.4 Ensaio de energia de fratura

Pelas dificuldades mencionadas na seção 2.2.1.1 em se utilizar corpos de prova com as dimensões especificadas na RILEM 50 - FMC, pelo fato de vários autores terem utilizado corpos de prova com dimensões reduzidas para a obtenção da energia de fratura por este método, tendo obtido resultados satisfatórios, e ainda pela possibilidade de reutilização das formas já utilizadas na pesquisa para os ensaios de tração na flexão e tenacidade à fratura, optou-se por utilizar para o ensaio de energia de fratura, corpos de prova com as mesmas dimensões dos utilizados nesses ensaios.

No que diz respeito às características geométricas do entalhe, a RILEM 50 – FMC estabelece como limite de profundidade o valor de 0,5 vezes a altura da seção transversal. Resolveu-se então adotar o entalhe de 50 mm de profundidade, o mesmo adotado para o ensaio de tenacidade.

A espessura do entalhe atendeu aos mesmos critérios adotados e apresentados na seção 3.1.3.1.3, e foi idêntica a utilizada para o de tenacidade à fratura: 1,2 mm.

3.1.3.2 Formas para os corpos de prova prismáticos

Para moldagem dos corpos de prova destinados aos ensaios de tração na flexão, tenacidade à fratura e energia de fratura, foram confeccionadas adaptações em formas metálicas já existentes no Laboratório de Materiais de Construção da UFRN. Essas formas, que originalmente foram confeccionadas visando atender a NBR 5738 antes de sua atualização em janeiro de 2015, tinham dimensões internas de 150 mm de aresta na seção transversal quadrada e 500 mm de comprimento (Figura 3.5). Com as adaptações foi possível reduzir o espaço interno das formas favorecendo a confecção de corpos de prova com dimensões já apresentadas: 100 mm de aresta na seção transversal quadrada por 400 mm de comprimento.

As adaptações foram feitas com encaixe tipo macho e fêmea (Figura 3.6). Foi elaborado também um “fundo falso” para a realização do entalhe nas peças (Figura 3.7).

Figura 3.5 – Formas metálicas originais em tamanho original de 15 cm x 15 cm x 50 cm.



Figura 3.6 – Adaptações com encaixe tipo macho e fêmea.



Figura 3.7 – Adaptações com encaixe tipo macho e fêmea e “fundo falso”.



Como todas as peças para redução do tamanho dos corpos de prova, bem como o “fundo falso” para execução do entalhe, não foram feitas de forma definitiva nas formas originais, ou seja, não foram soldadas nas mesmas, a continuidade do uso das formas com suas dimensões originais foi garantido, bem como adicionado a este duas outras possibilidades de uso: tamanho reduzido com e sem entalhe.

3.2 MÉTODOS DE ENSAIOS

Nesta seção serão descritos os procedimentos para realização dos ensaios dos concretos no estado endurecido, especificado alguns parâmetros de ensaios utilizados, bem como os procedimentos para obtenção da tenacidade à fratura e energia de fratura a partir dos ensaios específicos.

Os corpos de prova destinados à compressão axial e módulo de elasticidade foram submetidos ao capeamento com enxofre logo após serem retirados da imersão, procurando garantir ao enxofre um intervalo de 24 horas antes do ensaio visando o seu endurecimento adequado, de forma que possibilitasse o transporte dos exemplares sem a quebra do capeamento.

Para todos os ensaios foram produzidos cinco corpos de prova, com exceção do ensaio de energia de fratura, para qual foram produzidos quatro corpos de prova.

Os ensaios de compressão axial, tração na compressão diametral, módulo estático de elasticidade e tenacidade à fratura, foram realizados em uma prensa elétrica servo controlada da marca Contenco com capacidade para 150 toneladas, associada ao software Pavitest Concreto, versão 1.1.0.24-13, pertencentes ao laboratório de materiais cimentícios do Programa de Pós Graduação em Engenharia de Materiais da UFRN.

O ensaio de resistência à tração na flexão e energia de fratura foram realizados em uma prensa universal da marca Shimadzu, modelo AG – X, com capacidade para 300 KN, pertencente ao Laboratório de Metais e Ensaio Mecânicos do curso de Engenharia dos Materiais da UFRN.

Após realizados os ensaios, foram obtidos a média, desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados.

Todos os corpos de prova foram ensaiados com idade de 28 dias.

3.2.1 Ensaio de resistência à compressão axial e tração na compressão diametral

Para o ensaio de compressão axial, usou-se como parâmetro as determinações da NBR 5739:2007, que dentre outros aspectos, estabelece que a velocidade de carregamento de ensaio gere no corpo de prova uma tensão no intervalo entre 0,3 MPa/s e 0,6 MPa/s, ou seja, que o carregamento esteja dentro do intervalo de 240 kgf/s à 481 kgf/s.

Para o ensaio de tração na compressão diametral foi utilizada a NBR 7222:2011, que estabelece um intervalo de carregamento que gere no corpo de prova uma tensão entre 0,03 MPa/s e 0,07 MPa/s, com carregamento dentro do intervalo de 96 kgf/s à 224 kgf/s.

A norma também estabelece o uso de acessórios que possibilitem que a carga aplicada no corpo de prova seja feita por taliscas de madeira com seção transversal quadrada de aresta igual a 10 mm. O equipamento normatizado é demonstrado na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Ensaio de tração na compressão diametral.



3.2.2 Ensaio de resistência à tração na flexão

Para a determinação da resistência à tração na flexão foi utilizada a configuração de três cutelos de acordo com a ASTM – C78 – 08:2008, exemplificado na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Ensaio de resistência à tração na flexão.



A velocidade do carregamento no ensaio foi de 226,6 Kgf/min, que gera no corpo de prova uma tensão de aproximadamente 1,0 MPa/min.

3.2.3 Ensaio de módulo estático de elasticidade

Para o ensaio de módulo estático de elasticidade foi utilizada como parâmetro a NBR 8522:2008.

O ensaio foi executado posteriormente ao ensaio de compressão axial, uma vez que a resistência à compressão esperada para os corpos de prova é parâmetro de entrada para o ensaio de módulo, não podendo a resistência informada diferir em mais de 20% da resistência encontrada ao final do ensaio, sob pena de invalidação do mesmo.

O controle dos deslocamentos apresentados pelo corpo de prova é feito por meio de dois LVDT's, acoplados a uma estrutura metálica fixada no corpo de prova (Figura 3.10), dos quais é obtida a média dos deslocamentos para o cálculo dos módulos.

Figura 3.10 – Instrumentação de corpo de prova para ensaio de módulo estático de elasticidade.



Um fator importante a ser levado em conta visando a boa execução e confiabilidade do ensaio, é que a diferença de deformação medida entre os LVDT's não ultrapasse o limite de 20%. Essa verificação é feita eletronicamente e informada ao usuário momento a momento do ensaio.

Para que a diferença se mantenha no limite recomendado, faz-se necessário que o capeamento ou a retífica dos corpos de prova seja feita de forma perfeita, uma vez que uma mínima falha que provoque movimentos ínfimos de balanço no corpo de prova pode comprometer o ensaio.

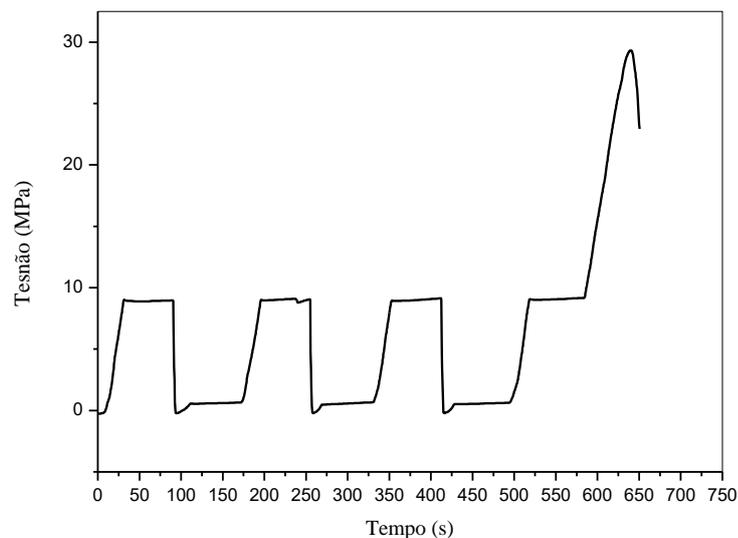
Essa situação foi observada nos primeiros ensaios, devido a falhas no capeamento provocadas por imperfeições na chapa de capeamento quase imperceptíveis a olho nu, fazendo necessário a repetição desses ensaios.

Ressalte-se que a precisão dos LVDT's utilizados nesta pesquisa foi de 0,001 mm. Essa alta precisão favorece a confiabilidade do ensaio, porém a obtenção das deformações fica mais sujeita a erros no caso de imperfeições no capeamento ou na retífica dos corpos de prova.

A metodologia do ensaio se dá por ciclos de carregamento, manutenção da carga e descarregamento, sendo obtida a deformação equivalente a cada fração de carregamento.

O ensaio tem duração aproximada de 10 minutos, sendo 7 minutos de manutenção de carga e descarga, conforme demonstrado na Figura 3.11.

Figura 3.11 – Exemplo de gráfico obtido no ensaio de módulo estático de elasticidade.



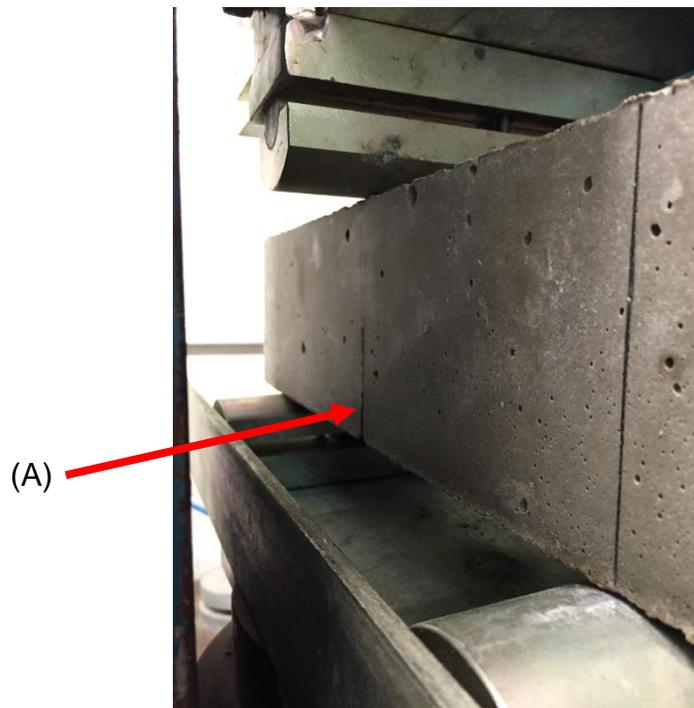
O gráfico da Figura 3.11 foi traçado com o auxílio do programa Origin versão 8E, a partir dos dados obtidos no ensaio de módulo, fornecidos pelo software Pavitest Concreto versão 1.1.0.24-13.

3.2.4 Ensaio de tenacidade à fratura

Para o ensaio de tenacidade à fratura, foi usado o modelo proposto por Ferreira (2002), apresentado na seção 2.2.1.4 deste trabalho.

Os corpos de prova foram ensaiados à flexão sob a configuração de três cutelos, com o objetivo de obter-se a carga máxima necessária para a propagação da trinca inicial (entalhe – destaque A), como exemplificado na Figura 3.12.

Figura 3.12 – Ensaio de tenacidade à fratura.



A velocidade utilizada para o ensaio foi a mesma utilizada para o ensaio de tração na flexão, 226,6 Kgf/min.

Obtida a carga máxima necessária para a propagação da trinca inicial, seguiram-se os cálculos para a obtenção da tenacidade à fratura para cada corpo de prova.

Inicialmente foi definido o valor da função $f(\alpha)$, discutida na seção 2.2.1.4.4, por meio da Equação (2.34), constante para todos os corpos de prova por ser exclusivamente definida por parâmetros geométricos dos exemplares ensaiados.

Com o valor de $f(\alpha)$, determinou-se o valor do K_{Ic} para cada corpo de prova por meio da Equação (2.31).

3.2.5 Ensaio de energia de fratura

Como visto na seção 2.2.1.1, o ensaio de energia de fratura caracteriza-se pela obtenção da área do gráfico carga x deslocamento no meio do vão de corpos de prova prismáticos com entalhe, sob a configuração de carregamento em três cutelos, conforme exemplificado da Figura 3.13.

Figura 3.13 – Ensaio de energia de fratura.



A determinação de alguns fatores foi necessária para a execução do ensaio. Um deles foi a velocidade de carregamento a ser utilizada, para qual haviam duas variáveis a serem levadas em consideração: a velocidade deveria ser a menor possível de forma que possibilitasse a propagação da trinca inicial de forma estável sem a ruptura brusca do corpo de prova (GUETTI, 2006), favorecendo ao traçado do gráfico carga x deslocamento nos moldes do apresentado na Figura 2.12, e a quantidade de pontos carga x deslocamento a serem obtidos a cada centésimo de segundo pelo tempo de duração do ensaio, deveria ser suficiente para traçado do gráfico com reduzido esforço computacional.

Em testes preliminares foi adotada a velocidade de carregamento de 220 N/min, o que resultou na obtenção de uma planilha com 46.703 linhas a serem utilizadas para o traçado do gráfico. Essa baixa velocidade embora tenha favorecido a propagação lenta do entalhe, provocou uma elevada quantidade de pontos carga x deslocamento, causando acentuado esforço computacional para o traçado do gráfico no programa Origin 8E.

Nos testes seguintes, foram adotadas velocidades de 800 N/min e 1200 N/min, resultando em tabelas de 33.849 e 15.886 linhas, respectivamente. Foi observado que em ambos os casos não ocorreu a ruptura brusca do corpo de prova e traçados os

gráficos, não foi observada diferença na qualidade em função do número de pontos utilizados para o traçado.

Assim, resolveu-se adotar como velocidade padrão do ensaio o valor de 1200 N/min.

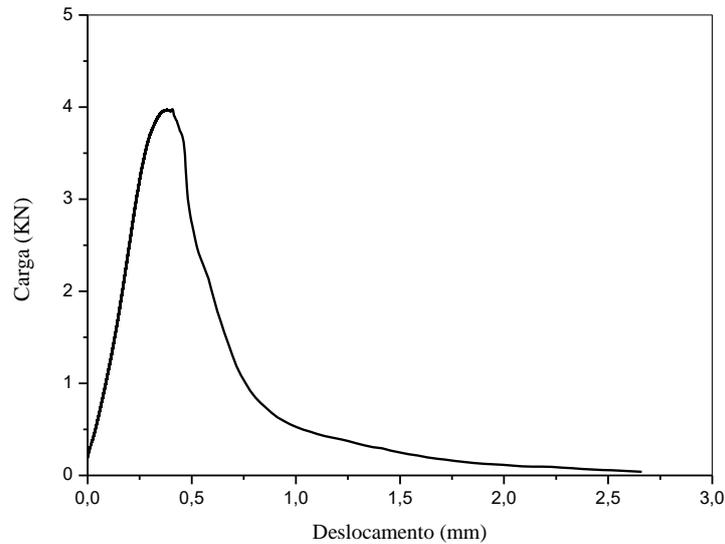
Outro parâmetro importante foi a obtenção do deslocamento no vão central do corpo de prova devido o carregamento. A maneira ideal de aferir os deslocamentos seria por meio de um LVDT fixado no ponto de aplicação da carga concentrada, ou um pouco abaixo dela. Porém, a falta desse equipamento fez com que os deslocamentos fossem obtidos pelo sensor de deslocamento do pistão de carregamento da prensa, com precisão de 1 centésimo de milésimo de milímetro.

A utilização do sensor de deslocamento da prensa para medição do deslocamento do corpo de prova poderia acarretar em falhas na precisão, uma vez que deformações no equipamento devido a aplicação da carga no corpo de prova são previstas. No entanto, a insignificância do carregamento máximo suportado pelos corpos de prova, que foram em torno de 5 KN, diante da capacidade de carregamento da prensa, 300 KN, permite considerar essa deformação da prensa próximo ao valor nulo, tornando viável o ensaio nessas condições.

Para garantir que todo deslocamento do pistão de carregamento da prensa fosse acompanhado do deslocamento do corpo de prova, decidiu-se por aplicar uma pré carga nos exemplares, no valor de 0,2 KN, possibilitando a completa acomodação dos cutelos nos corpos de prova, sendo considerado para essa pré carga o ponto zero da deformação dos exemplares.

Realizados os ensaios e obtidas as planilhas eletrônicas com as seguintes informações: tempo, carga e deslocamento, procedeu-se o traçado dos gráficos carga x deslocamento, conforme exemplificado na Figura 3.14.

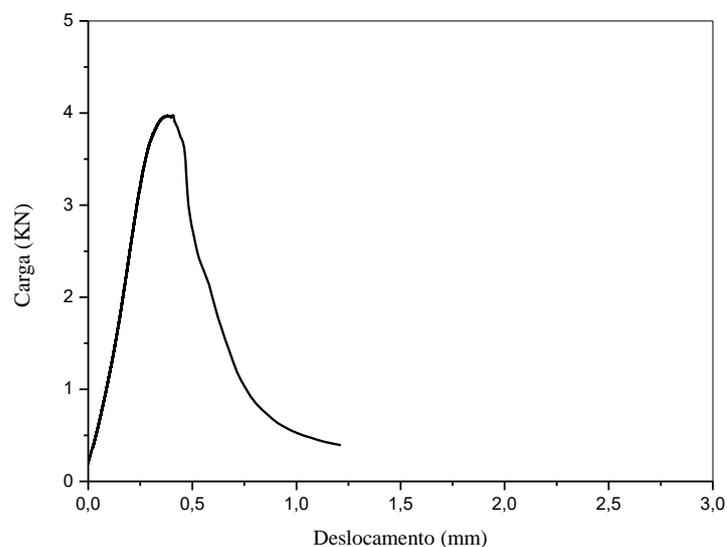
Figura 3.14 – Exemplo de gráfico obtido no ensaio de energia de fratura.



Para a obtenção da área para o cálculo da energia de fratura, foi considerado como limite de deslocamento o valor de 1,2 mm, deslocamento no qual foi observado que não havia mais resistência significativa por parte do corpo de prova devido a sua completa ruptura. Nesse ponto ocorria basicamente o deslocamento do pistão.

Dessa forma, o gráfico exemplificado na Figura 3.14, para efeito de cálculo de área, passou a ser considerado como exemplificado na Figura 3.15.

Figura 3.15 – Exemplo de gráfico considerado para cálculo da área sob a curva carga x deslocamento.



A recomendação RILEM 50 – FMC especifica ainda que da área do gráfico sejam retiradas as parcelas W_1 e W_2 , referentes a deformação provocada pelo peso próprio do corpo de prova (Figura 2.13). Todavia como já informado, as deformações do corpo de prova só passaram a ser consideradas após a aplicação da pré carga de 0,2 KN, ficando ausente dos valores obtidos as deformações referentes ao peso dos exemplares.

Os gráficos e as áreas de todos os exemplares ensaiados foram obtidos por meio do software Origin, versão 8E, e os valores das áreas foram divididos pela seção transversal dos corpos de prova acima do entalhe: 0,10 m x 0,05 m, área de 0,005 m².

CAPÍTULO 4

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 VARIAÇÃO NO TEOR DO AGREGADO GRAÚDO

Os resultados obtidos com a variação no teor dos agregados graúdos nas misturas, traço REF(64%) (referência) e as variações feitas neste, traços T(59%) e T(69%), são apresentados na Tabela 4.1, bem como os parâmetros estatísticos relativos as variáveis analisadas.

As análises apresentadas nesta seção são válidas exclusivamente para o intervalo de teores de agregados graúdos estudados, para agregados graúdos de origem granítica e concretos com características de uso em pavimentação rígida.

Tabela 4.1 – Resultados obtidos com a variação no teor dos agregados graúdos das misturas.

Ensaio	REF(64%)	D. P.*	C. V.**	T(59%)	D. P.*	C. V.**	T(69%)	D. P.*	C. V.**
Compressão axial – f_{c28} (MPa)	34,2	2,58	7,5%	37,1	2,70	7,3%	30,1	0,87	2,9%
Tração na compressão diametral – f_{cd28} (MPa)	3,8	0,15	4,0%	4,0	0,00	0,0%	3,1	0,15	4,9%
Tração na flexão f_{f28} (MPa)	4,8	0,21	4,4%	5,2	0,24	4,6%	4,2	0,24	5,7%
Módulo de elasticidade (GPa)	46,2	3,52	7,6%	45,5	1,67	3,7%	47,1	3,13	6,6%
Tenacidade à fratura (MPa. m ^{1/2})	1,43	0,04	2,5%	1,33	0,15	10,9%	1,49	0,07	4,7%
Energia de fratura (N/m)	355,33	60,21	16,9%	312,00	76,00	24,4%	361,33	28,31	7,8%

* Desvio padrão

** Coeficiente de variação

De modo a facilitar a compreensão da análise dos resultados obtidos na pesquisa, é apresentada a seguir a Tabela 4.2, onde além dos quantitativos dos insumos utilizados em cada traço (já apresentado por meio da Tabela 3.1), são demonstrados os valores dos abatimentos obtidos.

Tabela 4.2 – Traços utilizados para análise da influência do teor dos agregados graúdos e seus abatimentos (*Slump Test*).

TRAÇO	CIMENTO (kg)	AREIA (kg)	BRITA 25 (kg)	BRITA 19 (kg)	ÁGUA (l)	PLASTIFICANTE (kg)	% de agreg. Graúdo por agregado total	Abatimento (mm)
T(59%)	383,00	752,35	649,04	433,61	170,00	3,91	59,00	200
REF(64%)	383,00	659,00	705,00	471,00	170,00	3,91	64,09	86,5
T(69%)	383,00	568,85	759,04	507,11	170,00	3,91	69,00	215

4.1.1 Trabalhabilidade das misturas

Embora o foco deste trabalho sejam as propriedades mecânicas dos traços em estudo, há de se analisar as interferências provocadas pelas variações realizadas nos agregados graúdos no tocante a trabalhabilidade das misturas, uma vez que essa propriedade interfere diretamente na capacidade de adensamento e conseqüentemente na resistência final do concreto.

Para o traço REF(64%) foi obtido um abatimento por meio do ensaio *slump test* de 86,5 mm, sendo que era previsto um abatimento entre 60 mm e 80 mm. O resultado foi considerado satisfatório.

Como em todos os traços a quantidade de água de amassamento foi mantida constante, era esperado que no traço T(59%) apresentasse menor abatimento do que o traço de referência, pela diminuição no teor do agregado graúdo e aumento de finos (agregado miúdo), conseqüentemente aumento da área superficial a ser molhada. No entanto, o abatimento obtido foi de 200 mm, caracterizando o desmoronamento do tronco de cone.

Essa alta trabalhabilidade possivelmente foi obtida pelo aumento na quantidade de pasta de cimento, além da necessidade para preencher os vazios entre os agregados graúdos, fato que elevou consideravelmente a trabalhabilidade da mistura.

Outro fator apontado por Neville (1997) e que pode ter influenciado nesse aumento, foi a elevação na quantidade de material fino com granulometria abaixo da peneira de abertura 0,15 μm , presente na areia utilizada nos traços. Segundo o autor, esse material funciona como lubrificante na mistura e não demanda água de amassamento para funcionar como tal.

Já o traço T(69%) teve comportamento dentro do esperado, com um elevado abatimento de 215 mm, também configurando o desmoronamento do tronco de cone. Esse aumento pode ser atribuído a diminuição da área superficial a ser molhada com o aumento do teor dos agregados graúdos, o que fez com que para uma mesma quantidade de água de amassamento a trabalhabilidade fosse consideravelmente aumentada em relação ao traço de referência, bem como a diminuição da coesão da mistura, provocado pelo mais baixo teor de argamassa cimentícia.

Ressalta-se que, mesmo para os traços com altos valores de abatimentos, não foi observada segregação ao serem desmoldados os corpos de prova.

4.1.2 Resistência mecânica e módulo de elasticidade

A variação no teor dos agregados graúdos apresentou influência na resistência mecânica dos concretos, como pode-se observar nas Figuras 4.1 a 4.3.

O traço T(59%) teve sua resistência à compressão aumentada em 8%, em comparação ao traço de referência REF(64%). Já o traço T(69%) apresentou diminuição de resistência à compressão na ordem de 12%.

A mesma tendência de comportamento foi observada na resistência à tração dos materiais.

O traço T(59%) teve sua resistência à tração na compressão diametral aumentada em 5%, e a resistência à tração na flexão aumentada em 8%, em comparação ao traço de referência.

O traço T(69%) apresentou diminuição das resistências à tração na compressão diametral e à tração na flexão nas ordens de 18% e 12%, respectivamente.

Quanto ao módulo de elasticidade os resultados mostraram variações que podem ser consideradas insignificantes, com discreto aumento de 2% para o traço T(69%) e diminuição também de 2% para o traço T(59%), ambos em relação ao traço REF(64%), como demonstrado na Figura 4.4.

Figura 4.1 – Resistência à compressão axial x teor do agregado graúdo.

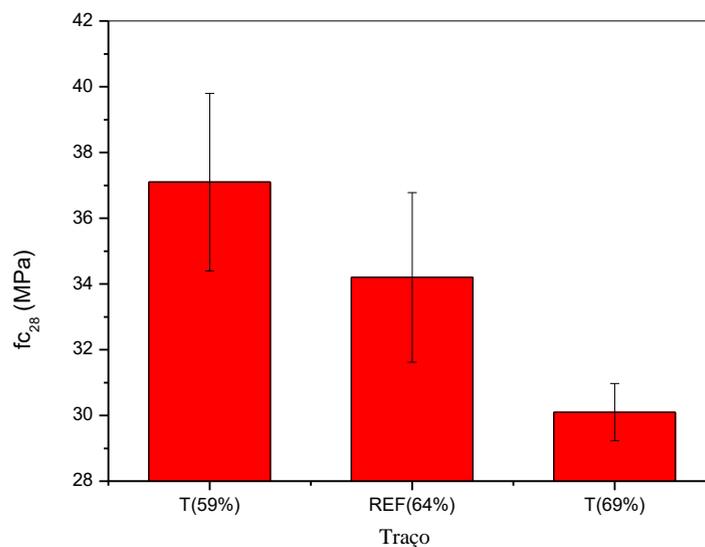


Figura 4.2 – Resistência à tração na compressão diametral x teor do agregado graúdo.

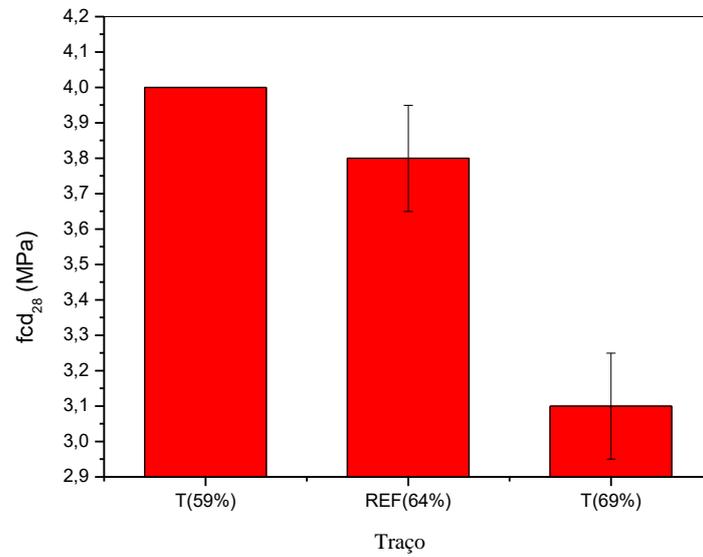


Figura 4.3 – Resistência à tração na flexão x teor do agregado graúdo.

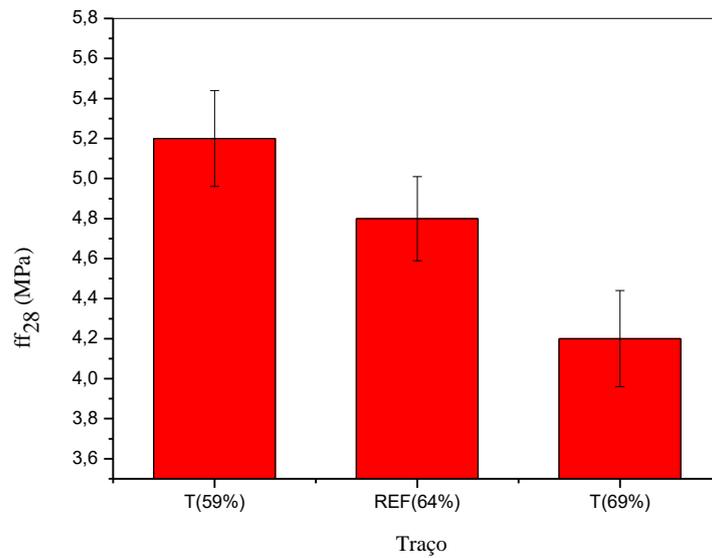
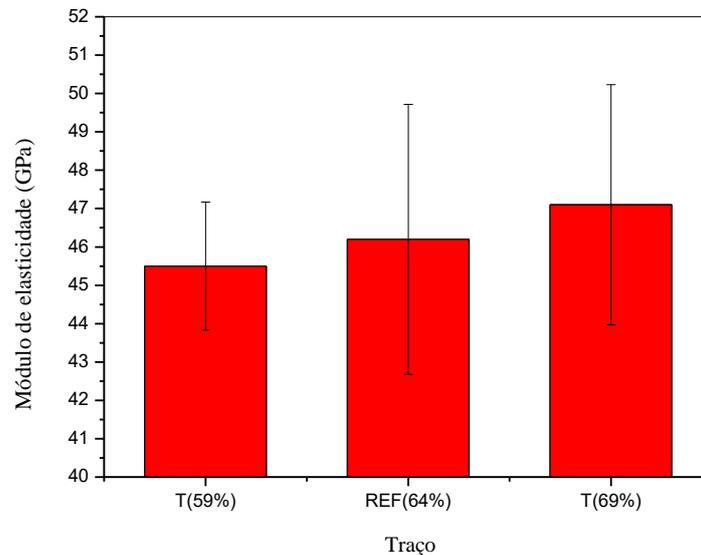


Figura 4.4 – Módulo estático de elasticidade x variação no teor do agregado graúdo.



Observa-se claramente que o aumento no teor dos agregados graúdos afetou negativamente a resistência mecânica dos concretos.

Como apresentado na seção 2.1.2.4, existe uma perspectiva de aumento de resistência à compressão com o aumento no teor do agregado graúdo, porém isso ocorre até um certo teor, chamado por Neville (1997) de teor ótimo. Ao exceder esse limite, o ganho de resistência promovido pelo intertravamento mecânico das partículas passa a ser superado pela perda de resistência provocada pelo aumento na quantidade de zona de transição na mistura.

Amparano, Xi e Roh (2000) ressaltam que o concreto é um material compósito, porém a teoria dos compósitos que prevê que a resistência de um material aumente com a adição de partículas nem sempre pode ser aplicada ao concreto, uma vez que o possível ganho com o aumento de partículas adicionadas pode ser compensado com o aumento na quantidade de interfaces agregado graúdo/pasta de cimento, a zona de transição.

Conhecidamente a zona de transição é o elo mais fraco de concretos de baixa e moderada resistências, por isso não é de se estranhar que o aumento na quantidade dessas interfaces tenha provocado perda de resistência nos traços analisados.

A resistência à tração, tanto na compressão diametral como na flexão, apresentaram comportamento análogo ao ensaio de compressão axial, tendo o traço T(59%) apresentado aumento de resistência, em relação ao traço de referência, e o traço T(69%) apresentado diminuição. Também pode-se atribuir a esse

comportamento a influência do aumento de interfaces agregado/matriz cimentícia, ocorrido com o aumento no teor de agregados graúdos.

Neville (1997) afirma, como apresentado na seção 2.1.2.4, que a adição de qualquer quantidade de agregado graúdo em uma matriz de base cimentícia, provoca diminuição na resistência à tração dessa matriz, como identificado nos resultados.

Os resultados obtidos condizem com o encontrado nos trabalhos de Amparano, Xi e Roh (2000), Pompeu Neto (2004), Beygi et al. (2014b) para a variação no teor de 30% a 40%, e Alyhya et al. (2016).

Quanto as análises até aqui apresentadas, referentes aos resultados obtidos nos ensaios de resistência mecânica, é necessário ressaltar que as mesmas foram feitas considerando os valores médios dos resultados encontrados.

Em alguns casos faz-se necessário, para confirmar o comportamento apresentado, uma análise mais ampla em termos de quantidade de corpos de prova, uma vez que a variação intrínseca aos ensaios de resistência mecânica em concretos, associado ao intervalo usado para variação no teor do agregado graúdo que pode ser considerado relativamente pequeno, provocou com que, nos casos citados abaixo (a e b), houvesse uma sobreposição dos valores dos desvios padrão dos resultados obtidos.

- a) Diferença entre as resistências à compressão axial dos traços T(59%) e REF(64%) (Figura 4.1);
- b) Diferença entre as resistências à tração na flexão dos traços T(59%) e REF(64%) (Figura 4.3).

As pequenas variações apresentadas nos resultados de módulo estático de elasticidade podem ser consideradas, para efeito de comportamento do material, como desprezíveis, porém, mostram uma tendência de aumento do módulo com o aumento no teor dos agregados graúdos.

Metha e Monteiro (2014) afirmam que o módulo de elasticidade de um concreto sofre direta influência do módulo dos seus constituintes, com destaque para o módulo do agregado graúdo, consideravelmente maior do que o módulo do concreto.

Um fator que chamou atenção nos valores de módulos obtidos foi a diferença entre os valores reais obtidos nos ensaios, e os valores obtidos por meio das equações de estimativa de módulo secante em função da resistência mecânica do concreto, apresentadas pela NBR 6118:2014 (Equação 4.1), ACI 318 (Equação 4.2) e Código Modelo FIP 2010 (Equação 4.3).

$$E_c = 4760\sqrt{f_{ck}} \quad (4.1)$$

$$E_c = w_c^{1,5} \times 0,043 f_c^{1/2} \quad (4.2)$$

$$E_c = 2,15 \times 10^4 (f_c/10)^{1/3} \quad (4.3)$$

A seguir (Tabela 4.3) são apresentados os valores de módulos obtidos nos ensaios e os valores estimados pelas Equações 4.1, 4.2 e 4.3.

Tabela 4.3 – Módulos de elasticidade obtidos nos ensaios e estimados pelas Equações 4.1 a 4.3.

Traço	Agreg. Graúdo / Agreg. Total	Teor de Argamassa	Módulo ensaio (GPa)	Módulo ABNT	Módulo ACI 318	Módulo FIP 2010
REF(64%)	59%	0,47	46,2	27,85	28,83	32,39
T(59%)	64,09%	0,51	45,47	28,98	30,03	33,28
T(69%)	69%	0,43	47,13	26,12	27,05	31,04

As equações de estimativa levam em consideração apenas a resistência do material para prever o valor do módulo de elasticidade, com exceção da equação prevista pelo ACI 318, que além da resistência considera a densidade do concreto.

No entanto há de se reconhecer que concretos com mesmos valores de resistência podem apresentar valores de módulos diferentes, dentre outros aspectos, em função do teor de agregado graúdo em sua composição.

No estudo de Beygi et al. (2014b) os valores de módulos de elasticidade obtidos para os concretos autoadensáveis nas proporções de 30% (teor de argamassa de 0,78) e 40% (teor de argamassa de 0,70) de agregado graúdo em relação a quantidade total dos agregados, foram de 33,5 GPa e 35,1 GPa respectivamente.

As resistências à compressão axial desses concretos foram de 55,3 MPa para a proporção de 30% e 54,2 Mpa para a proporção de 40%, ou seja, embora a resistência mecânica tenha sido reduzida, o aumento no teor de agregado graúdo na mistura provocou um aumento no módulo de elasticidade.

Assim, os elevados valores de módulos obtidos nesta pesquisa, possivelmente foram influenciados pelos baixos teores de argamassa dos concretos analisados, ou seja, pela grande quantidade de agregados graúdos presentes em suas composições.

4.1.3 Tenacidade à fratura

A tenacidade à fratura sofreu influência com a variação no teor de agregado graúdo nas misturas.

O traço T(59%) apresentou redução de 7% nessa propriedade enquanto que o traço T(69%) apresentou aumento de 4% em relação ao traço de referência REF (64%), como demonstram as Figuras 4.6 a 4.8.

O aumento no teor de agregado promoveu um aumento da resistência à propagação da trinca principal, no caso o entalhe (Figura 4.6). Isso se explica pela maior rugosidade da superfície de fratura promovida pela maior presença de agregados graúdos, o que dificulta o escorregamento relativo das faces e a propagação da trinca, conforme apresentado na seção 2.2, Figura 2.6.

Saliente-se que a propagação da trinca ocorreu, para todos os casos, circundando os agregados graúdos, ou seja, na zona de transição, sem quaisquer ruptura do agregado, como demonstra a Figura 4.5.

Figura 4.5 – Visualização da superfície de fratura ocorrida na zona de transição.



Os destaques A e B, demonstram a face exposta do agregado graúdo e uma depressão no lado oposto da superfície de fratura, respectivamente, provocada pela propagação da trinca principal (entalhe) através da zona de transição.

O aumento na tenacidade à fratura provocado pelo aumento do teor de agregados graúdos em concretos também foi observado por Chen e Liu (2004), Pompeu Neto (2004), Nikbin et al. (2014), Beygi et al. (2014b).

As Figuras 4.6 a 4.8 representam graficamente o comportamento da tenacidade à fratura em função do teor de agregados das misturas, bem como demonstram algumas relações entre as resistências mecânicas e a tenacidade à fratura dos concretos.

Figura 4.6 – Tenacidade à fratura x resistência à compressão axial.

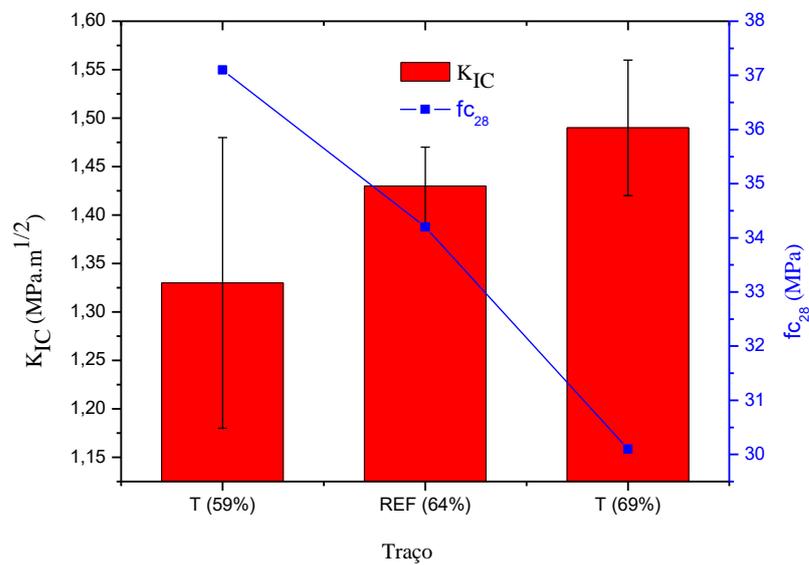


Figura 4.7 – Tenacidade à fratura x resistência à tração na flexão dos concretos.

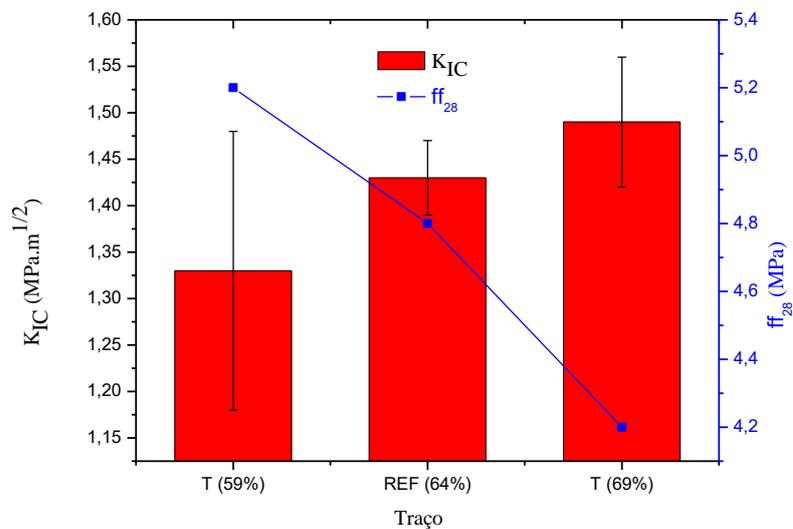
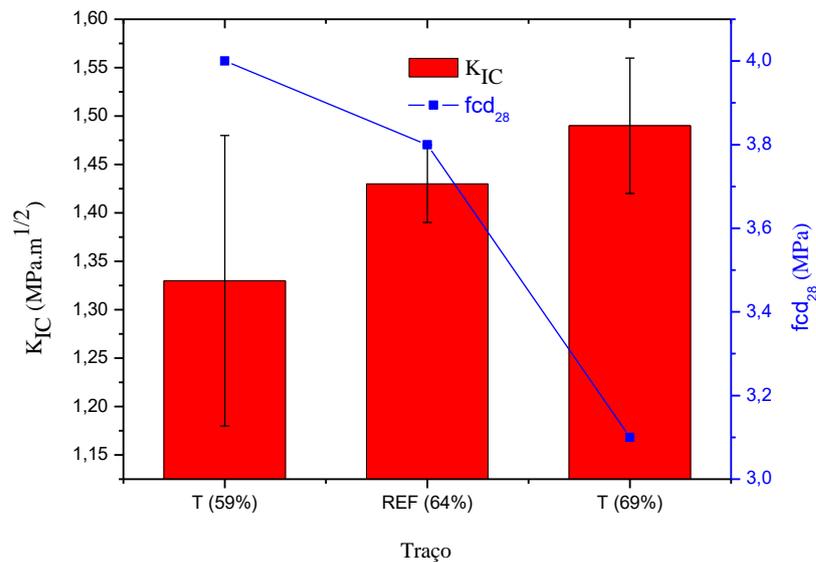


Figura 4.8 – Tenacidade à fratura x resistência à tração na compressão diametral dos concretos.



Nota-se nas Figuras 4.6 a 4.8 que, embora a resistência mecânica dos concretos tenha sido reduzida pelo aumento no teor do agregado graúdo, a tenacidade à fratura sofreu influência inversa, tendo seu valor aumentado com o aumento do teor.

Isso pode ser atribuído ao fato de, embora o aumento de partículas de agregado graúdo tenha, para o intervalo de teor estudado, provocado diminuição de resistência mecânica pelo aumento na quantidade de zonas de transição na mistura, como já explicado, a maior dificuldade de propagação do entalhe nos traços com maiores concentrações de agregados graúdos no caminho de fratura, se sobrepôs à essa diminuição de resistência.

Tal qual feito na análise da resistência mecânica, as análises apresentadas referentes aos valores obtidos no ensaio de tenacidade à fratura, restringem-se aos valores médios, sendo necessário, pela sobreposição dos valores dos desvios padrão dos resultados pelos mesmos motivos apresentados na seção 4.2.2, uma análise mais ampla em termos de quantidade de corpos de prova.

No entanto, os resultados apontam para uma tendência de aumento da tenacidade com o aumento do teor de agregado graúdo, conforme informado anteriormente.

4.1.4 Energia de fratura

A energia de fratura apresentou comportamento similar a tenacidade à fratura.

O traço T(59%) teve sua energia de fratura reduzida em 12%, enquanto que o traço T(69%) apresentou aumento de aproximadamente 2%, em comparação ao traço de referência REF(64%), Figura 4.10.

Apesar do aumento apresentado pelo traço T(69%) poder ser considerado insignificante, pode-se inferir que o aumento no teor de agregado graúdo no traço promoveu uma tendência de aumento da energia de fratura.

Isso se dá porque a maior concentração de agregados graúdos na superfície de fratura provoca maior rugosidade entre as faces e maior necessidade de mudança de direção por parte da trinca principal, aumentando a energia necessária para a propagação da trinca até a ruptura da peça.

Esses fenômenos foram apresentados na seção 2.2, por meio das Figuras 2.4, 2.5 e 2.6.

Os ensaios ocorreram de forma estável para todos os concretos, ou seja, sem mudança brusca de carregamento e de deformação das peças, com propagação lenta da trinca principal.

A Figura 4.9 apresenta um dos ensaios realizados com a propagação estável da trinca.

Figura 4.9 – Ensaio de Energia de fratura – propagação estável da trinca principal.



As Figuras 4.10 a 4.12 demonstram graficamente os valores das energias de fratura encontradas em função dos teores de agregados graúdos utilizados, relacionando-as com as resistências mecânicas dos traços.

Figura 4.10 – Energia de fratura x Resistência à compressão axial.

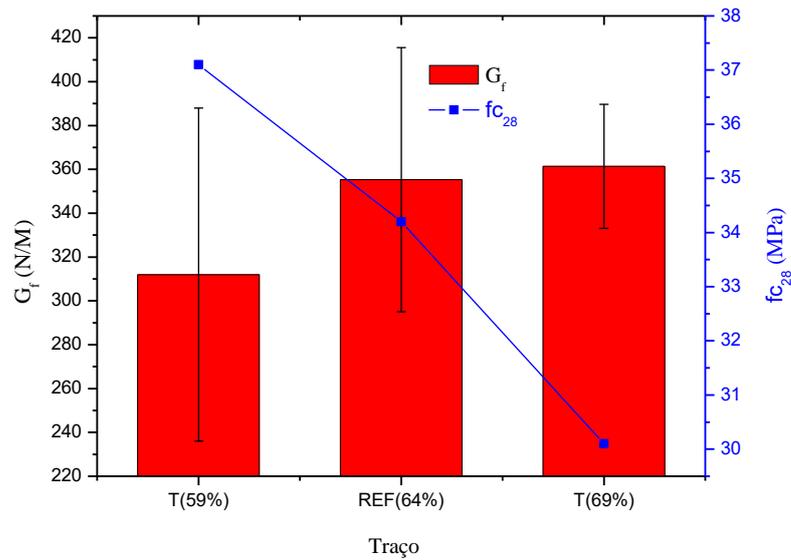


Figura 4.11 – Energia de fratura x resistência à tração na flexão dos concretos.

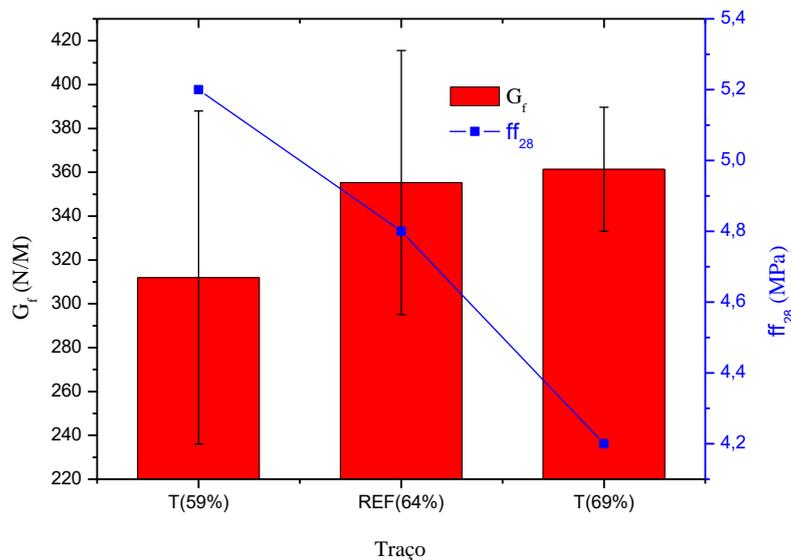
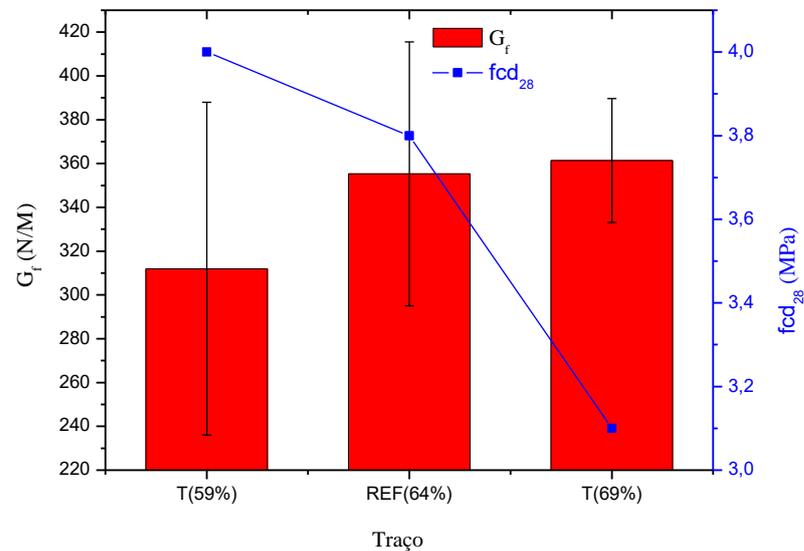


Figura 4.12 – Energia de fratura x resistência à tração na compressão diametral dos concretos.



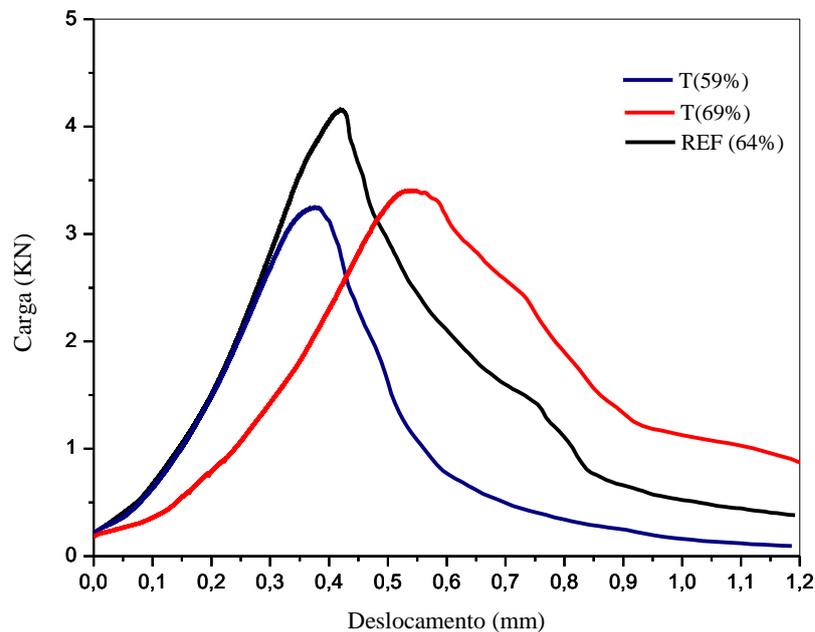
Tal qual a tenacidade à fratura, a energia de fratura também não acompanhou o aumento da resistência mecânica dos concretos, promovido pela diminuição no teor de agregados graúdos.

Os resultados que indicaram o aumento da energia de fratura provocado pelo aumento no teor de agregado graúdo em concretos estão em concordância com os estudos de Amparano, Xi e Roh (2000), Chen e Liu (2004), Pompeu Neto (2004), Beygi et al. (2014b), Nikbin et al. (2014).

Assim como ocorrido nos resultados obtidos no ensaio de tenacidade à fratura, observou-se sobreposição dos valores dos desvios padrão dos resultados para energia de fratura, sendo indicado uma análise mais ampla em termos de quantidade de corpos de prova, visando uma quantificação mais precisa dos valores. No entanto, os resultados apontam para uma tendência de aumento da energia de fratura com o aumento do teor de agregado graúdo, como já dito anteriormente.

Na Figura 4.13 são apresentadas as curvas médias dos gráficos carga x deslocamento do ensaio de energia de fratura.

Figura 4.13 – Curvas médias carga x deslocamento.



4.2 VARIAÇÃO NO DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO GRAÚDO

Os resultados obtidos com a variação do diâmetro máximo dos agregados graúdos nas misturas, traço REF (referência) e as variações feitas neste, traços VAR. 12 e VAR. 19 e VAR. 25, são apresentados na Tabela 4.4, bem como os parâmetros estatísticos relativos as variáveis analisadas.

Tabela 4.4 – Resultados obtidos com a variação no teor dos agregados graúdos das misturas.

Ensaio	REF	D.P.*	C.V.**	VAR. 12	D.P.*	C.V.**	VAR. 19	D.P.*	C.V.**	VAR. 25	D.P.*	C.V.**
Compressão axial – f_{c28} (MPa)	34,2	2,58	7,5%	38,2	0,49	1,3%	33,0	0,84	2,5%	29,5	0,32	1,1%
Tração na compressão diametral – f_{cd28} (MPa)	3,8	0,15	4,0%	3,7	0,17	4,7%	3,5	0,06	1,7%	3,1	0,20	6,5%
Tração na flexão f_{f28} (MPa)	4,8	0,21	4,4%	5,7	0,17	2,9%	5,1	0,10	2,0%	4,3	0,11	2,6%
Módulo de elasticidade (GPa)	46,2	3,52	7,6%	41,9	1,78	4,2%	45,5	0,69	1,5%	51,7	5,25	10,2%
Tenacidade à fratura (MPa. m ^{1/2})	1,43	0,04	2,5%	0,88	0,08	9,1%	1,20	0,06	5,3%	1,41	0,06	4,3%
Energia de fratura (N/m)	355,3	60,21	16,9%	275,33	21,39	7,8%	304,33	50,02	16,4%	346,00	23,07	6,7%

* Desvio padrão

** Coeficiente de variação

Assim como procedido na análise da influência do teor de agregado graúdo, é apresentada a seguir a Tabela 4.5, com os insumos utilizados em cada traço (já apresentado por meio da Tabela 3.2), bem como os valores dos abatimentos obtidos.

Tabela 4.5 – Traços utilizados para análise da influência do diâmetro máximo dos agregados graúdos e seus abatimentos (*Slump Test*).

TRAÇO N°	CIMENTO (kg)	AREIA (kg)	BRITA 12 (kg)	BRITA 19 (kg)	BRITA 25 (kg)	ÁGUA (l)	PLASTIFICANTE (kg)	% de agreg. Graúdo por agregado total	Abatimento (mm)
REF	383,00	659,00		705,00	471,00	170,00	3,91	64,09	86,5
Var. 12	383,00	659,00	1176,00			170,00	3,91	64,09	5
Var. 19	383,00	659,00		1176,00		170,00	3,91	64,09	65
Var. 25	383,00	659,00			1176,00	170,00	3,91	64,09	110

4.2.1 Trabalhabilidade das misturas

Assim como a variação no teor do agregado, a variação de diâmetro máximo também influenciou a trabalhabilidade da mistura, dentro do esperado de acordo com as características de cada traço.

Como observado na Tabela 4.5, os traços foram produzidos com a mesma quantidade de água de amassamento, alterando exclusivamente o diâmetro máximo do agregado graúdo.

Tomando como base o traço REF com abatimento de 86,5 mm, observa-se claramente que a diminuição do diâmetro máximo do agregado provocou perda de trabalhabilidade, motivado pelo aumento da área superficial a ser molhada.

Dessa forma, à medida que se aumentou o tamanho do agregado, para uma mesma quantidade de água de amassamento, a trabalhabilidade da mistura foi melhorada, ficando o traço REF (com britas de 19 mm e 25 mm) com um valor de trabalhabilidade intermediário entre os traços VAR. 19 e VAR. 25.

4.2.2 Resistência mecânica e módulo de elasticidade

A resistência mecânica dos concretos foi afetada pela variação do diâmetro máximo do agregado graúdo.

O traço VAR. 12 apresentou maior resistência à compressão axial em comparação ao traço de referência, o aumento foi na ordem de 12%.

Pode-se inferir que a maior resistência apresentada pelo traço VAR. 12 foi possibilitada pela existência de zonas de transição menos espessas do que no traço de referência, que contava em sua composição com agregados de maiores diâmetros.

Metha e Monteiro (2014) apontam que agregados de menores diâmetros tendem a reter menor quantidade de água em sua superfície no momento da concretagem, formando zonas de transição com menores relações água/cimento, conseqüentemente menos espessas e de maiores resistências, quando comparado a concretos elaborados com agregados de diâmetros maiores.

Esta afirmação é confirmada pelos resultados encontrados, onde o traço VAR. 12, mesmo não tendo uma grande variedade de tamanhos de agregados graúdos, apresentou maior resistência à compressão que o traço REF e os demais traços analisados.

O traço VAR. 19 teve sua resistência à compressão reduzida em 4% em relação ao traço de referência.

Pela informação de Metha e Monteiro (2014) mencionada anteriormente, era de se esperar que o traço VAR. 19 apresentasse maior resistência que o traço de referência, que tem em sua composição agregados de 19 mm e 25 mm de diâmetros máximos, pelo princípio da formação de zonas de transições mais resistentes em traços com agregados menores.

No entanto, o que provavelmente ocorreu foi que o possível aumento de resistência promovido pela ausência de agregados com diâmetro máximo de 25 mm no traço VAR. 19, foi superado por provável melhor intertravamento de partículas e conseqüente melhor distribuição de tensões apresentados pelo traço REF, face a presença de um maior número de partículas com tamanhos diferentes, favorecido pelo uso de dois agregados associados: 19 mm e 25 mm de diâmetros máximos.

Esse pressuposto é corroborado pelos estudos de Meddah e Zitouni e Belâabes (2010) e Cosic et al. (2015), onde a maior continuidade granulométrica em traços de concreto influenciou positivamente na resistência mecânica dos mesmos.

Saliente-se, entretanto, que pela proximidade dos resultados de resistência à compressão axial dos dois traços e considerando os desvios padrão dos resultados, pode-se considerar a diferença encontrada entre eles como desprezível.

No traço VAR. 25 a redução foi de 14%, apresentando a menor resistência à compressão de todos os traços analisados. Isso explica-se pela maior quantidade de

agregados de diâmetros maiores nesse traço, confirmando a tendência de agregados maiores formarem zonas de transição mais fracas.

Quanto a resistência a tração na flexão, o traço VAR. 12 apresentou aumento de 19% de resistência, o traço VAR. 19 aumentou em 6% e o traço VAR. 25 apresentou redução de resistência em 10%.

Metha e Monteiro (2014) e Neville (1997) afirmam que o ganho de resistência com o fortalecimento da zona de transição proporcionado pela diminuição do diâmetro máximo do agregado graúdo, é mais perceptível na resistência à tração do concreto.

Note-se que o Traço VAR. 19 que apresentou tendência de diminuição da resistência à compressão axial em relação ao traço de referência, na tração à flexão não teve o mesmo comportamento, apresentando aumento de resistência, o que corrobora com a informação dos autores.

Isso ocorreu possivelmente porque a diminuição do diâmetro máximo do agregado proporcionou à tração um ganho de resistência de tal monta, que superou um possível ganho proporcionado pelos melhores intertravamento de partículas e distribuição de tensões no traço de referência, por este contar com dois tamanhos máximos de agregados.

O traço VAR. 25 apresentou a menor resistência à tração na flexão pelo mesmo motivo comentado no caso da resistência à compressão: formação de zonas de transição mais fracas que nos demais.

O aumento de resistência mecânica proporcionado pela diminuição do diâmetro máximo do agregado graúdo corroboram com os estudos de Moseley, Ojdrovic e Petroski (1987), Elices e Rocco (2008), Rohden (2011) e Sim, Yang e Jeon (2013).

Com relação à resistência à tração na compressão diametral, a tendência foi inversa ao percebido no ensaio de tração na flexão. A resistência do traço VAR. 12 não sofreu alteração significativa, enquanto que os traços VAR. 19 e VAR. 25 apresentaram diminuição de 8% e 18%, respectivamente.

Observa-se que quando os concretos foram submetidos a esforços de compressão diametral, o ganho de resistência notado no ensaio de tração na flexão para os traços VAR. 12 e VAR., 19 não foi percebido, quando comparados ao traço REF.

Ressalte-se que tanto o ensaio de tração na flexão como o ensaio de tração na compressão diametral são maneiras indiretas de avaliar a resistência à tração do concreto, solicitando-o de formas distintas: compressão diametral e flexão. Daí

explica-se a diferença de comportamento dos traços em relação aos dois ensaios, sendo indicado para avaliar com mais precisão a propriedade de resistência à tração das misturas, a execução de ensaios de tração direta.

A relação obtida entre a resistência à tração na flexão e a resistência à compressão axial foi em média de 14,9%, enquanto que entre a resistência a tração na compressão diametral e compressão foi de 10,5%, demonstrando a diferença de resposta do material entre os dois métodos de ensaio.

Para o ensaio de tração na compressão diametral, deve-se considerar ainda que os desvios padrão dos resultados obtidos se sobrepujaram (Figura 4.16), com exceção para o traço VAR. 25, deixando claro a maior variabilidade do ensaio quando comparado ao ensaio de tração na flexão, tendo sido exclusivamente este último considerado quando da análise das diferenças de comportamento à tração dos concretos, em função da variação do diâmetro máximo do agregado graúdo.

Quanto aos módulos de elasticidade obtidos, cabe a mesma discussão apresentada na seção 4.1.2, no tocante aos elevados valores de módulos.

Neste caso específico da análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo, observou-se que o aumento do diâmetro foi acompanhado da tendência de aumento do módulo de elasticidade.

Barbosa et al. (1999) apud Rohden (2011) observou em seu estudo que agregados graúdos de basalto apresentaram aumento do módulo de elasticidade com o aumento do diâmetro máximo de 9,5 mm para 19,5 mm. Em contrapartida, Pompeu Neto (2004) verificou uma ligeira tendência de aumento do módulo com a diminuição do diâmetro do agregado graúdo.

Rohden (2011), afirma que não há consenso na literatura sobre a real influência do diâmetro máximo do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto.

O autor afirma que a sobreposição de dois efeitos deve ser levada em consideração. O aumento da resistência mecânica do concreto proporcionado pela diminuição do diâmetro máximo do agregado, implica em aumento do módulo. Por outro lado, o aumento da dimensão máxima característica melhora o empacotamento granular, uma vez que esse tende a se elevar com o aumento da relação entre a maior e a menor partícula de agregado, o que também promove aumento do módulo.

Nas Figuras 4.14 a 4.17, são demonstrados graficamente os resultados das resistências mecânicas e módulo de elasticidade obtidos com a análise da influência do diâmetro máximo dos agregados.

Figura 4.14 – Resistência à compressão x diâmetro máximo do agregado graúdo.

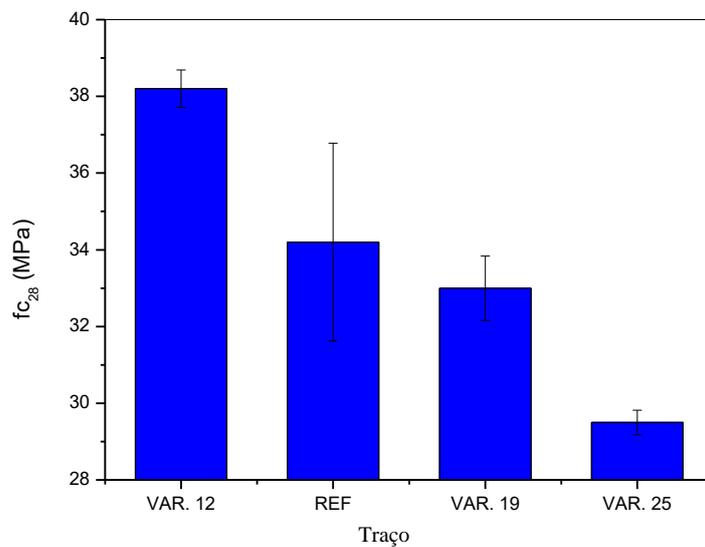


Figura 4.15 – Resistência à tração na flexão x diâmetro máximo do agregado graúdo.

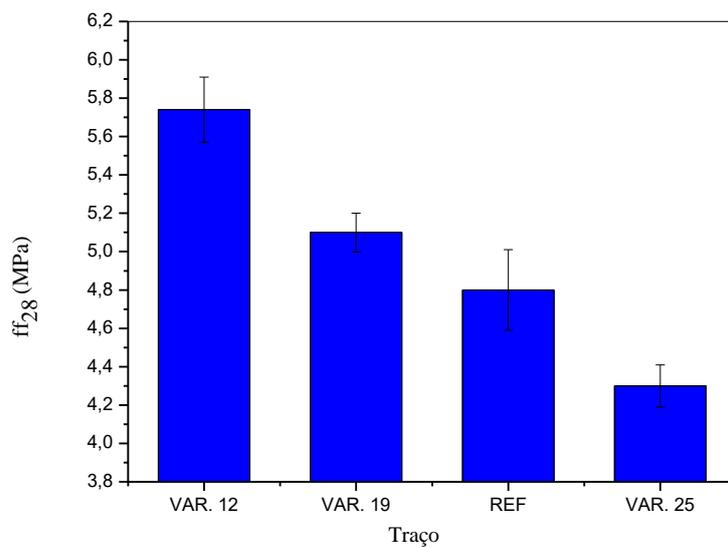


Figura 4.16 – Resistência à tração na compressão diametral x diâmetro máximo do agregado graúdo.

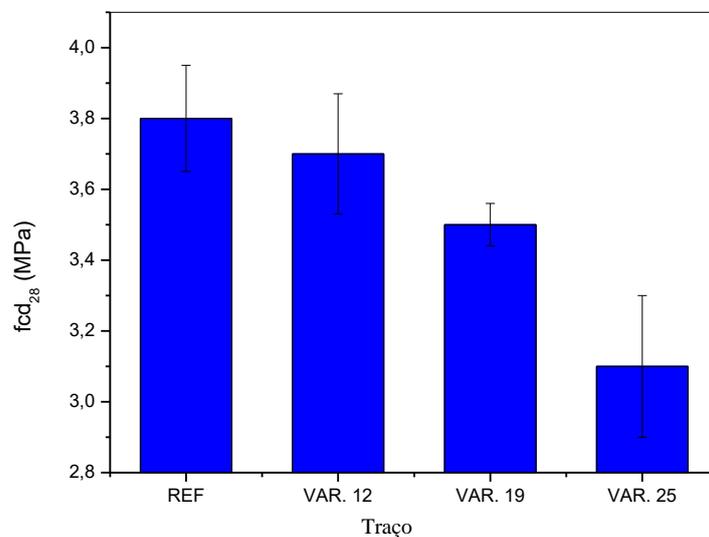
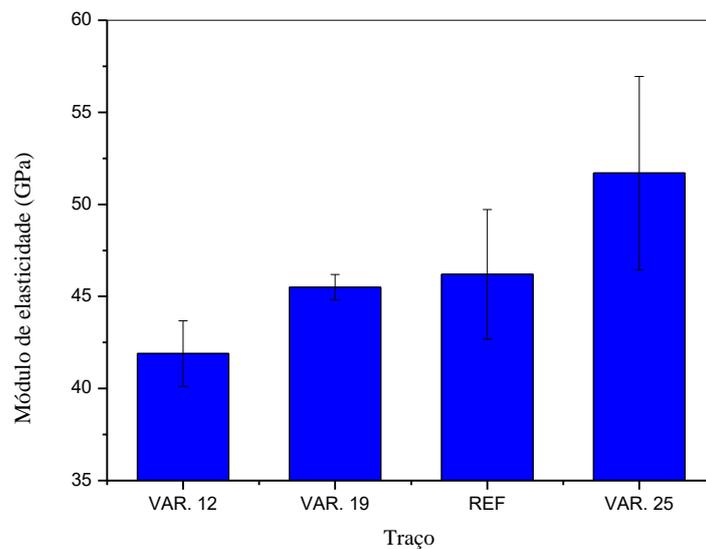


Figura 4.17 – Módulo de elasticidade x diâmetro máximo do agregado graúdo.



Assim como ocorrido nos ensaios para análise da influência do teor do agregado graúdo, as rupturas de todos os concretos ocorreram na zona de transição, tal qual demonstrado na Figura 4.5.

4.2.3 Tenacidade à fratura

A tenacidade à fratura dos concretos apresentou aumento com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo.

O Traço VAR. 25 não apresentou alteração significativa, enquanto que os traços VAR. 12 e VAR. 19 apresentaram reduções de 38% e 16%, respectivamente, em comparação com o traço de referência (Figura 4.18).

O aumento da resistência à propagação da trinca principal (ou seja, aumento da tenacidade à fratura), com o aumento do diâmetro máximo do agregado, pode ser explicado pela maior rugosidade na superfície de fratura provocada pela presença de agregados de maiores diâmetros, ilustrado por meio da Figura 2.4.

A possível presença de partículas de agregados na ponta do entalhe provoca maior dificuldade no início da propagação da trinca devido a necessidade de mudança de direção. Isso é potencializado com o aumento do tamanho da partícula do agregado, obrigando a maior mudança de direção no início do caminho de fratura, ou seja, aumentando a tenacidade à fratura do traço.

Outro aspecto que demonstrou claramente a influência do tamanho do agregado graúdo na tenacidade à fratura, foi o fato de que os traços REF e VAR. 25 não terem apresentado diferença significativa, já que ambos os traços contam com agregado de diâmetro máximo de 25 mm em sua composição.

O comportamento do aumento da tenacidade à fratura com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo também foi observado por Moseley, Ojdrovic e Petroski (1987), Chen e Liu (2004), Beygi et al. (2014a, 2014b).

Nas Figuras 4.18 e 4.19 são demonstrados graficamente os valores das tenacidades à fratura, obtidos em função do diâmetro máximo do agregado graúdo, relacionando-os com as resistências mecânicas obtidas.

Figura 4.18 – Tenacidade à fratura x Resistência à compressão axial.

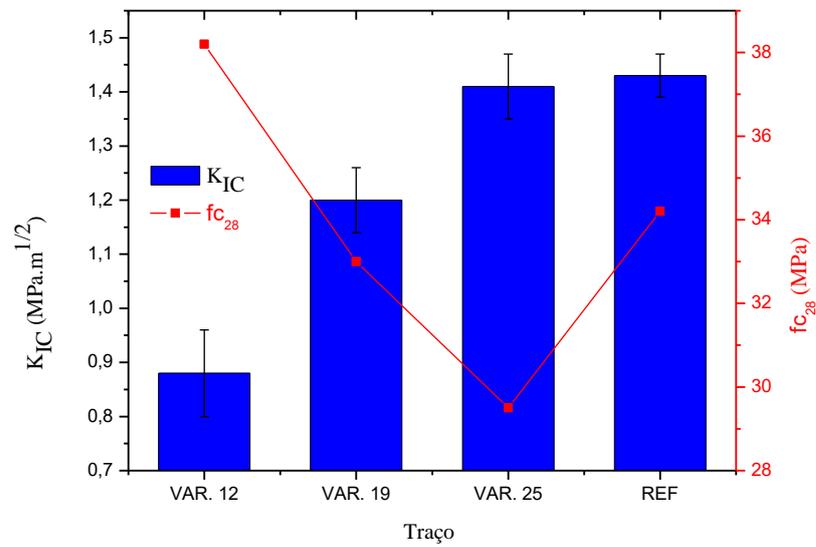
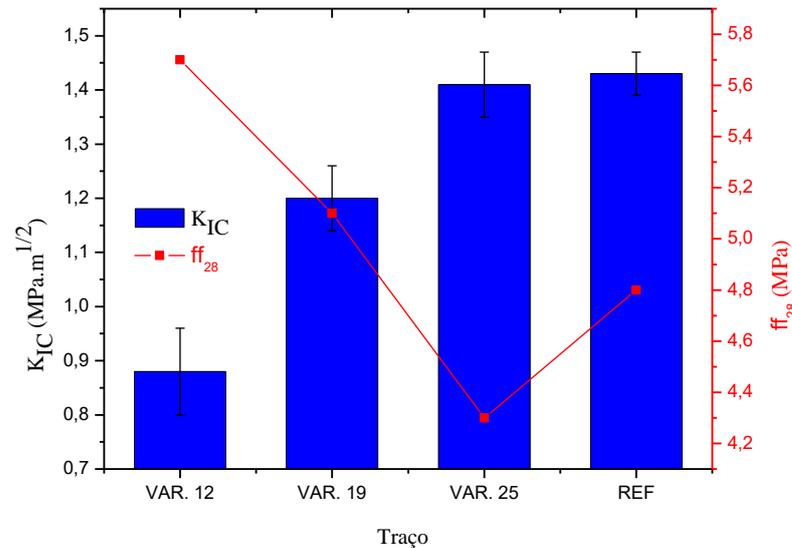


Figura 4.19 – Tenacidade à fratura x Resistência à tração na flexão.



Observa-se que não existiu uma relação direta entre as resistências mecânicas obtidas e a tenacidade à fratura dos concretos. As maiores resistências mecânicas dos traços com menores diâmetros de agregados graúdos não influenciaram positivamente a tenacidade à fratura.

Pode-se atribuir a esse fato que, um possível aumento na tenacidade à fratura promovido pelo aumento da resistência mecânica (resistência da zona de transição, visto que todas as fraturas ocorreram nessa região, como já informado), foi notadamente superado pelo aumento da tenacidade promovido pela presença de

agregados com diâmetros maiores, trazendo maior dificuldade à propagação do entalhe, muito embora os traços com maiores tamanhos de agregados graúdos tenham apresentado resistências mecânicas menores.

Como dito anteriormente, os traços REF e VAR. 25 apresentaram resistências mecânicas diferentes, porém tenacidades com variações que podem ser consideradas insignificantes.

4.2.4 Energia de Fratura

Tal como ocorrido na análise do teor do agregado graúdo, a energia de fratura se comportou de forma análoga a tenacidade à fratura.

O traço VAR. 25 não apresentou variação considerável, enquanto que os traços VAR. 12 e VAR. 19 apresentaram redução de 22% e 14%, respectivamente, em relação ao traço de referência.

Assim como na tenacidade à fratura, percebeu-se a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo.

Os traços REF e VAR. 25 não apresentaram diferença significativa devido à presença de agregados com mesmo diâmetro máximo em sua composição, 25 mm, muito embora a concentração desse agregado seja maior no traço VAR. 25, já que o mesmo foi confeccionado exclusivamente com ele.

O aumento da energia de fratura com o aumento do diâmetro máximo do agregado, se dá pelo fato do aumento de tortuosidade que o agregado com maiores diâmetros provoca no caminho de fratura, com consequentes maior quantidade de mudanças de direção, o que aumenta o tamanho do caminho de fratura, consequentemente a energia necessária para a completa ruptura da peça.

Essa afirmação pode ser facilmente visualizada por meio das Figuras 4.20 e 4.21, onde percebe-se que a fratura ocorrida no traço VAR. 12 praticamente não apresenta mudança de direção, enquanto que a do traço VAR. 25, apresenta mudança desde o seu início (caminhos de fratura representados pelos destaques em azul nas figuras).

Figura 4.20 – Superfície de fratura do traço VAR. 12.



Figura 4.21 – Superfície de fratura do traço VAR. 25.



O aumento da energia de fratura em concretos provocado pelo aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo também foi observado por Moseley, Ojdrovic e Petroski (1987), Rao e Prasad (2002), Chen e Liu (2004), Pompeu Neto (2004), Beygi et al. (2014a, 2014b).

Embora os ensaios de energia de fratura tenham ocorrido de forma estável, com propagação lenta da trinca principal, observou-se sobreposição dos valores dos desvios padrão dos resultados obtidos, sendo indicado uma análise mais ampla em termos de quantidade de corpos de prova, visando uma quantificação mais precisa dos valores. No entanto, os resultados apontam para uma tendência de aumento da

energia de fratura com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo, como já dito anteriormente.

Desta forma, as análises apresentadas nesta seção se restringiram aos valores médios encontrados.

As energias de fraturas encontradas em função do diâmetro máximo do agregado graúdo, bem como algumas relações entre as energias e as resistências mecânicas dos concretos, são apresentados graficamente na Figuras 4.22 e 4.23.

Figura 4.22 – Energia de fratura x resistência à compressão axial.

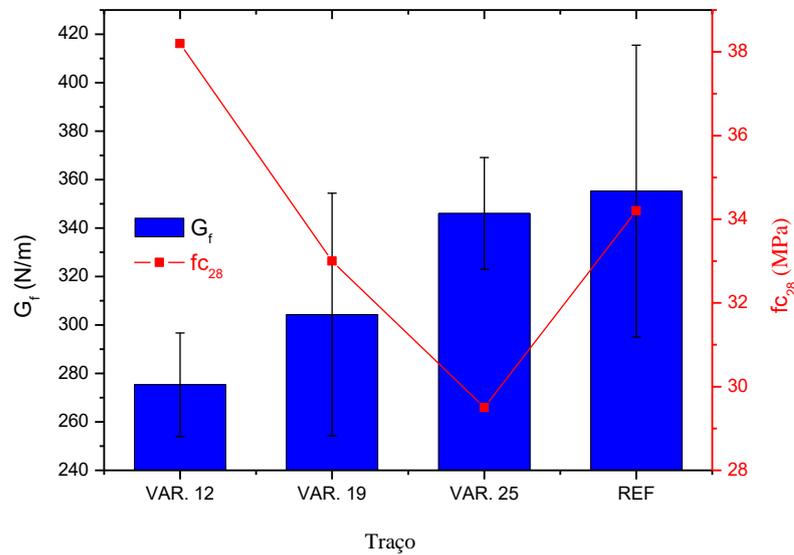
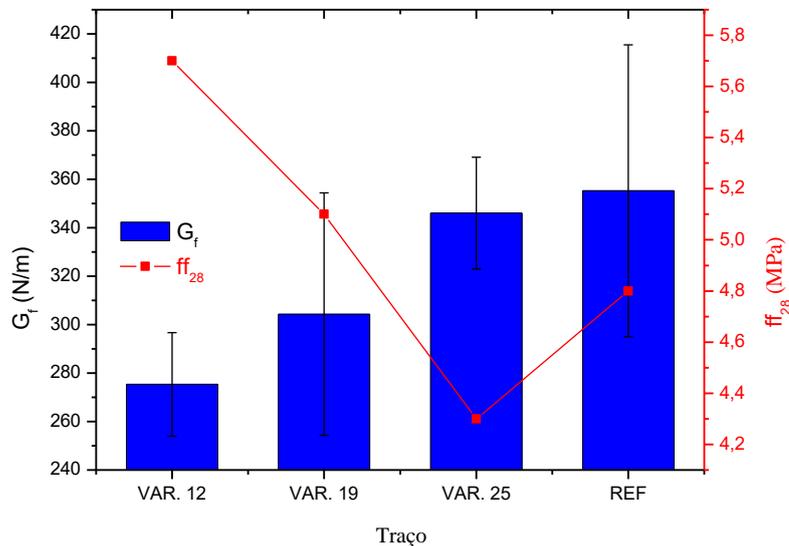


Figura 4.23 – Energia de fratura x resistência à tração na flexão.

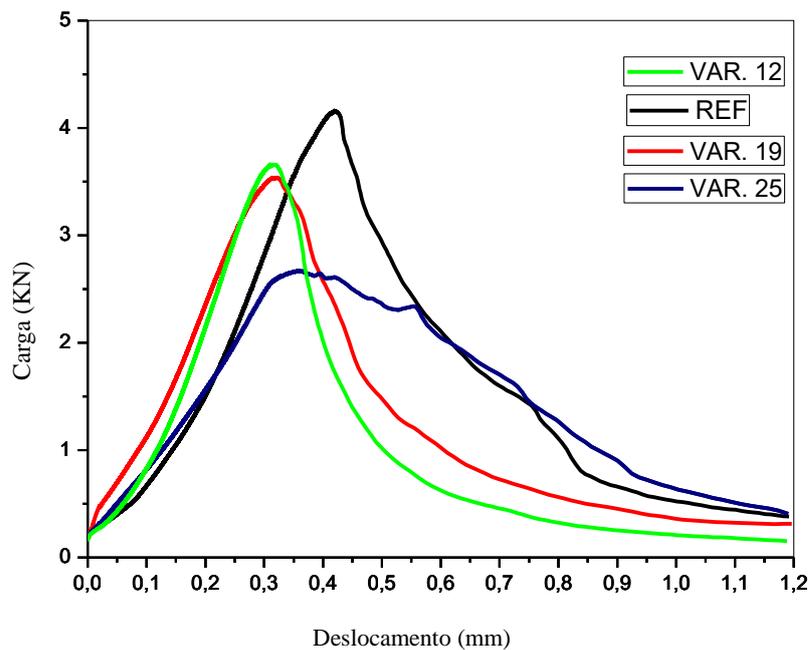


Como ocorrido com a tenacidade à fratura, não existiu relação direta entre as energias de fratura e as resistências mecânicas dos concretos, ou seja, o aumento da resistência mecânica observado com a diminuição do diâmetro máximo do agregado graúdo não influenciou positivamente na energia de fratura.

Também de igual modo a tenacidade à fratura, um possível aumento na energia de fratura promovido pelo fortalecimento da zona de transição nos concretos com agregados de tamanhos menores (maiores resistências mecânicas), foi superado pelo aumento da energia de fratura, provocado pela maior tortuosidade das superfícies de fratura nos concretos com agregados de diâmetros maiores, em que pese esses concretos terem apresentado menores resistências mecânicas.

A Figura 4.24 apresenta as curvas médias carga x deslocamento obtidas para cada traço.

Figura 4.24 – Curvas médias carga x deslocamento.



CAPÍTULO 5

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Após análise minuciosa dos resultados apresentados no capítulo 4, expõe-se a seguir as principais conclusões deste trabalho.

5.1.2 Para a análise da influência do teor do agregado graúdos

- a) As variações procedidas no teor de agregado graúdo das misturas afetaram suas trabalhabilidades (abatimento), sem identificação de segregação nos corpos de prova;
- b) Dentro do intervalo analisado, o aumento do teor de agregado graúdo provocou queda de resistência mecânica. Pode-se inferir que o aumento na quantidade de zonas de transição nas misturas se sobrepôs ao aumento no intertravamento de partículas;
- c) Os valores encontrados dos módulos de elasticidade ficaram acima dos valores estimados pelas fórmulas da ABNT, ACI e FIP 2010, possivelmente pelo alto teor de agregados graúdos;
- d) A variação dos módulos de elasticidade foi considerada insignificante em termos de comportamento do material, porém apontam para uma tendência de aumento do módulo com aumento do teor de agregado graúdo;
- e) O aumento do teor do agregado graúdo provocou aumento dos parâmetros de fratura, o que foi atribuído a maior concentração de agregados nas superfícies de fratura, promovendo às mesmas maiores rugosidade e sinuosidade;
- f) A diminuição de resistência mecânica com o aumento no teor de agregado graúdo não afetou os parâmetros de fratura, visto que os maiores valores de tenacidade à fratura e energia de fratura foram observados no traço com menores resistências mecânicas: T (69%).

5.1.3 Para a análise da influência do diâmetro máximo do agregado graúdo

- a) A variação de diâmetro máximo afetou a trabalhabilidade das misturas, que que aumentou com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado;
- b) As resistências mecânicas diminuíram com o aumento do diâmetro máximo, demonstrando que agregados os com maiores diâmetros formaram zonas de transição mais fracas;
- c) Os valores de módulos apontaram para uma tendência de aumento com o aumento do diâmetro máximo;
- d) Os parâmetros de fratura não foram influenciados diretamente pelas resistências mecânicas, sendo observado que o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo provocou queda de resistência, porém aumento da tenacidade à fratura e da energia de fratura.

5.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Ampliar o intervalo de análise do teor dos agregados, visando identificar um possível teor ótimo no tocante a resistência dos concretos.

Analisar a influência do teor e do diâmetro máximo dos agregados graúdos na resistência e nos parâmetros de fratura, mantendo-se constante a trabalhabilidade das misturas, diferenciando os percentuais de aditivos para cada uma.

Estudar a influência da natureza do agregado graúdo na resistência mecânica e propriedades de fratura em concretos destinados à pavimentação rígida.

Avaliar a influência do teor e do diâmetro máximo dos agregados graúdos quanto a resistência à fadiga de concretos destinados à pavimentação rígida.

Avaliar a influência do agregado graúdo em propriedades de fratura de concretos com altos teores de argamassa: concretos autoadensáveis.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR EB 11578**: Cimento Portland composto – Especificação. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR NM 49**: Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR NM 51**: Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 5739**: Concreto se - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 7809**: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016.
- ASTM C 78: Standard test method for flexural strenght of concrete (using simple beam with third-point loading). EUA: West Conshohocken, 2008.
- ALYHYA, W. S. et al. Influence of mix composition and strenght on the fracture properties of self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 110, p. 312-322, 2016.

AMPARANO, F. E.; XI, Y.; ROH, Y. S. Experimental study on the effect of aggregate content on fracture behavior of concrete. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 67, n. 1, p. 65-84, 2000.

AKCAY, B. et al. Interpretations of aggregate volume fraction effects on fracture behavior of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 28, n. 1, p. 437-443, 2012.

ARNDT, J. A.; SOUZA, J.; BIANCHINI, M. Influência do índice de forma do agregado graúdo na resistência à compressão do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49., 2007, Bento Gonçalves. **Anais...** Bento Gonçalves: IBRACOM, 2007. p. 1-9.

BALBO, J. T. **Pavimentos de concreto**. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2009.

BALBO, J. T.; ALBUQUERQUE, M. C. F. Análise preliminar de parâmetros de fratura de concretos compactados com agregados de construção e de demolição para bases de pavimentos. **Revista de Transportes**, v. 21, n. 1, p. 44-50, 2013.

BAZANT, Z. P.; PFEIFFER, P. A. Determinations of fracture energy from size effect and brittleness number. **ACI Materials Journal**, v. 84-M41, 1987.

BAZANT, Z. P.; KAZEMI, M. T. Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete. **International Journal of Fracture**, v. 44, p. 111-113, 1990.

BEYGI, M. H. A. et al. The affect of water to cement ratio on fracture parameters and brittleness of self-compacting concrete. **Materials and Design**, v. 50, p. 267-276, 2013.

BEYGI, M. H. A. et al. Evaluation of the effect of maximun aggregate size on fracture behavior of self compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 55, p. 202-211, 2014a.

BEYGI, M. H. A. et al. The influence of coarse aggregate size and volume on the fracture behavior and brittleness of self compacting concrete. **Cement and Concrete Research** v. 66, p. 75-90, 2014b.

CERVO, T. C. **Estudo da resistência à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentação**. 2004. 221f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

CHEN, B.; LIU, J. Effect of aggregate on the fracture behavior of hight strenght concrete. **Construction and Building Materials**, v. 18, n. 8, p. 585-590, 2004.

COSIC, K. et al. Influence of aggregate type and size on properties of pervious concrete. **Construction and Building Materials**. v. 78, p. 69-76, 2015.

DAS, S. et al. The fracture response of blended formulations containing limestone powder: Evaluations using two-parameter fracture model and digital image correlation. **Construction and Building Materials**, v. 53, p. 316-326, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL EM INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – **DNIT 048**: Pavimento rígido - Execução de pavimento rígido com equipamento de formatrilha – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2004.

ELICES, M.; ROCCO, C. G. Effect of aggregate size on the fracture and mechanical properties of a simple concrete. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 75, n. 13, p. 3839-3851, 2008.

EINSFIELD, R. A.; VELASCO, M. S. L. Fracture parameters for high-performance concrete. **Cement and concrete Research**, v. 36, n. 3, p. 576-583, 2006.

FERREIRA, L. E. T. **Sobre a resistência ao faturamento do concreto e do concreto reforçado com fibras de aço**. 2002. 266 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

FERREIRA, L. E. T. Fracture analysis of a high-strength concrete and a high-strength-fiber-reinforced concrete. **Mechanics of Composite Materials**, v. 43, n. 5, p. 479-486, 2007.

GUETTI, P. C. **Métodos experimentais para determinação de propriedades do concreto baseados na mecânica da fratura**. 2006. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais, 2006.

HILLERBOTG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, n. 6, p. 773-782, 1976.

INCE, R.; ALYAMAÇ, K. E. Determination of parameters of concrete based on water-cement ratio. **Indian Journal of Engineering & Materials Sciences**, v. 15, p. 14-22, 2008.

INCE, R. Determination of concrete fracture parameters based on two-parameter and size effect models using Split-tension cubes. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 77, n. 12, p. 2233-2250, 2010.

JENQ, Y.; SHAH, S. P. Two parameter fracture model for concrete. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 111, n. 10, p. 1227-1241, 1985.

MEDDAH, M. S.; ZITOUNI, S.; BELÂABES, S. Effect of content and size distribution of coarse aggregate on the compressive strength of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 4, p. 505-512, 2010.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2. Ed. São Paulo: Ed. IBRACON, 2014.

MOSELEY, M. D.; OJDROVIC, R. P.; PETROSKI, H. J. Influence of aggregate size on fracture toughness of concrete. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, v. 7, n. 3, p. 207-210, 1987.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: Ed. PINI, 1997.

NIKBIN, I. M. et al. Effect of coarse aggregate volume on fracture behavior of self compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 52, p. 137-145, 2014.

POMPEU NETO, B. B. **Efeitos do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo na resistência e energia de fratura do concreto**. 2004. 234 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2004.

RAO, G. A., PRASAD, B. K. R. Fracture energy and behavior of high-strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 247-252, 2002.

RILEM TECHNICAL COMMITTEE 50. HILLERBORG, A. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete. **Materials and Structures**, v. 18, n. 106, p. 291-296, 1985.

RILEM TECHNICAL COMMITTEE 89 - FMT. Determination of fracture parameters (K_{IC} and $CTOD_C$) of plain concrete using three-point bend tests. **Materials and Structures**, v. 23, n. 138, p. 457-460, 1990.

RILEM TECHNICAL COMMITTEE 89 - FMT. Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete. **Materials and Structures**, v. 23, p. 461-465, 1991.

RILEM TECHNICAL COMMITTEE 162 - TDF. Test and methods for steel fibre reinforced concrete. **Materials and Structures**, v. 36, p. 560-567, 2003.

ROHDEN, A. B. **Efeito da resistência e da dimensão máxima característica do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho**. 2011. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

SACHET, T. **Estudo de propriedades mecânicas de concretos compactados com incorporação de fresados para bases de pavimentos**. 2012. 169 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

SHAH, P. S.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. **Fracture mechanics of concrete**. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1995.

SIM, J. I.; YANG, K. H.; JEON, J. K. Influence of aggregate size on the compressive size effect according to different concrete types. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 716-725, 2013.

TOKYAY, M. **Effects of aggregate type on the mechanical properties of high strength concrete**. Digest. v. 98, p. 495-501, 1998.

WEIDMANN, D. F. **Contribuição ao estudo da influência da forma e da composição granulométrica de agregados miúdos de britagem nas propriedades do concreto de cimento Portland.** 2008. 273 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2008.

ZHAO, Z.; KWON, S. H.; SHAH, S. P. Effect of specimen size on fracture energy and softening curve of concrete: part I. **Cement and Concrete Research**, v. 38, n. 8-9, p. 1049-1060, 2008.