

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE A REDAÇÃO FINAL DA
TESE DEFENDIDA POR Bernardo Borges
Pompeu Neto E APROVADA PELA
COMISSÃO JULGADORA EM 28/09/2004

Itamar

ORIENTADOR

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA
COMISSÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA**

Efeitos do Tipo, Tamanho e Teor de Agregado Graúdo na Resistência e Energia de Fratura do Concreto

Autor: Bernardo Borges Pompeu Neto

Orientador: Prof. Dr. Itamar Ferreira

Co-orientador: Prof. Dr. Vitor Antônio Ducatti

09/2004

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA
COMISSÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA
DEPARTAMENTO DE MATERIAIS E PROCESSOS DE
FABRICAÇÃO**

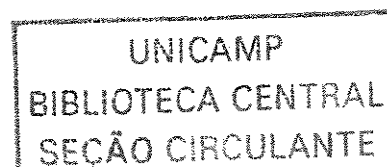
Efeitos do Tipo, Tamanho e Teor de Agregado Graúdo na Resistência e Energia de Fratura do Concreto

Autor: **Bernardo Borges Pompeu Neto**
Orientador: Prof. Dr. Itamar Ferreira
Co-orientador: Prof. Dr. Vitor Antônio Ducatti

Curso: Engenharia Mecânica
Área de Concentração: Materiais e Processos de Fabricação

Tese de doutorado apresentada à Comissão de Pós Graduação da Faculdade de Engenharia Mecânica, como requisito para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Mecânica.

Campinas, 2004
S.P. – Brasil



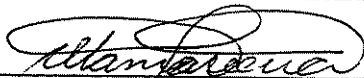
**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA
COMISSÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA
DEPARTAMENTO DE MATERIAS E PROCESSOS**

TESE DE DOUTORADO

**Efeitos do Tipo, Tamanho e Teor de Agregado
Graúdo na Resistência e Energia de Fratura do
Concreto**

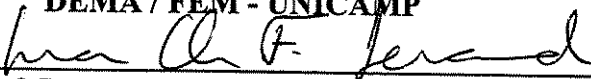
Autor: **Bernardo Borges Pompeu Neto**

Orientador: Prof. Dr. Itamar Ferreira



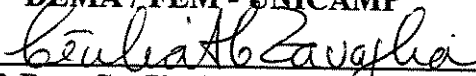
Prof. Dr. Itamar Ferreira

DEMA / FEM - UNICAMP



Prof. Dra. Maria Clara Filippini Ierardi

DEMA / FEM - UNICAMP



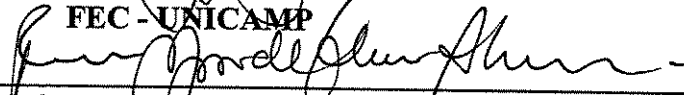
Prof. Dra. Cecília Amélia de Carvalho Zavaglia

DEMA / FEM - UNICAMP



Prof. Dr. José Luiz Antunes de Oliveira e Souza

FEC - UNICAMP



Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida

EPUSP

Campinas, 28 de setembro de 2004

UNIDADE B.C.
Nº CHAMADA UNICAMP
P 772 e
V EX
TOMBO BC/ 64848
PROC 16.700086-05
C B
PREÇO 11,00
DATA 21/04/05
Nº CPD Bib. 12357853

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

P772e Pompeu Neto, Bernardo Borges
Efeitos do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo na
resistência e energia de fratura do concreto / Bernardo
Borges Pompeu Neto.--Campinas, SP: [s.n.], 2004.

Orientadores: Itamar Ferreira, Vitor Antonio Ducatti.
Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Mecânica.

1. Concreto de alta resistência. 2. Concreto. 3.
Mecânica da Fratura. 4. Agregados (Materiais de
construção). I. Ferreira, Itamar. II. Ducatti, Vitor
Antonio. III. Universidade Estadual de Campinas.
Faculdade de Engenharia Mecânica. III. Título.

Dedicatória:

à memória de meu pai e minha irmã

Agradecimento:

À minha mãe, à minha esposa e aos meus filhos Alessandra, Adriana, Rogério, Bernardo, Heliana e Marcela pelo apoio e incentivo tornando possível a realização deste trabalho.

Agradecimentos

A Deus por sempre estar presente em minha vida.

Aos professores Antônio Vitor Ducatti e Itamar Ferreira pela orientação e amizade durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores Manoel Diniz Peres, Dionísio Silva de Oliveira, Adalberto Lima, Alexandre Mesquita, José Maria do Vale Quaresma pela ajuda, incentivo e amizade.

Aos colegas professores e técnicos do LECC - Laboratório de Estruturas e construção Civil da FEC - Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp pela colaboração na realização deste trabalho.

Ao técnico José Luiz Lisboa do LEM – Laboratório de Ensaios Mecânicos da FEM – Faculdade de Engenharia mecânica da Unicamp pelo apoio oferecido no desenvolvimento do trabalho.

A todos os professores e colegas do departamento de construção civil da UFPa.

A CAPES e UFPa pelo auxílio financeiro.

*“Ninguém ensina ninguém, mas todos
aprendemos juntos, mediatizados pela
realidade”*

Paulo Freire

Resumo

Pompeu, Bernardo, *Efeitos do Tipo, Tamanho e Teor de Agregado Graúdo na Resistência e Energia de Fratura do Concreto*, Campinas: Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, 2004. 234 p. Tese (Doutorado)

Este trabalho expõe os resultados de um estudo conduzido para avaliar os efeitos do tipo, tamanho e consumo de agregado graúdo no comportamento do concreto de moderada e de alta resistência, e as relações entre a resistência à compressão, resistência à tração, resistência à flexão e a energia de fratura. As misturas de concreto estudadas continham agregados britados de basalto e de granito com dimensões máximas características de 9,5 mm e 19 mm e fração volumétrica no traço entre 0,65 e 0,75. A relação água/aglomerantes variou de 0,35 a 0,50. Nas misturas de alta resistência foi empregado um teor fixo de sílica ativa de dez por cento da massa do cimento de alta resistência inicial e teores adequados de aditivo superplastificante. Foram feitas dezesseis (16) misturas e realizados cento e noventa e dois ensaios mecânicos para medir a resistência à compressão, a resistência à flexão, resistência à tração, módulo de elasticidade e energia de fratura. As propriedades de fratura foram determinadas de acordo com Comitê Técnico 89-FMT e FMC-50 da RILEM. A resistência à compressão do concreto de acordo com os materiais empregados foi de 40 a 60 MPa para os concretos de resistência média e de 70 a 110 MPa, para os concretos de alta resistência. Os resultados mostram que a resistência à compressão, tração, flexão e a energia de fratura do concreto para uma dada relação água/aglomerante depende do tipo, dimensões e teor de agregado. Para o concreto de alta resistência o comprimento característico do concreto aumenta com o tamanho do agregado graúdo.

Palavras chave: agregado, concreto, propriedades mecânicas, tenacidade, energia de fratura.

Abstract

Pompeu, Bernardo, *Effects of Type, Size and Content of Coarse Aggregate on Concrete Strength and Fracture Energy*, Campinas: Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, 2004. 234 p. Tese (Doutorado)

This thesis presents the results of the experimental study carried out for considering the effects of the type, size and amount of coarse aggregate on the behavior of normal and high strength concretes, and on relationship among the fracture energy and typical mechanical strength of concrete. The experimental concrete mixtures were made with basalt and granite coarse aggregates having maximum size particle 9.5 mm e 19 mm and volumetrically fraction in the mixture ranging from 0.65 to 0.75. The water to cementation materials ratio ranged from 0.35 to 0.50. The high strength concrete mixtures contained a fixed amount of 10 percent of silica fume in relation to the weight Portland cement used and a proper addition of superplasticizing agent. Sixteen (16) concrete batching, and one hundred and ninety two tests were carried out to measure the mechanical resistance of concrete (compressive strength, flexure strength, spitting tensile strength, modulus of elasticity) and fracture energy. The fracture properties measured in agreement of the RILEM test methods. The concrete compressive strength ranged from 40 to 60 MPa, and from 70 to 110 MPa, for moderate and high strength concretes, respectively, depending on the type of coarse aggregate utilized. The results showed that the concrete resistance (compressive, flexure, spitting tensile) and fracture energy, at given water to binder ratio, depend on type, particle dimension and content of coarse aggregate. The characteristic length of Hillerborg's fictitious cracks model increases with the variation in the particle dimension of coarse aggregate.

Key words: coarse aggregates, concrete, mechanical properties, toughness, fracture energy.

Sumário

Lista de Figuras.....	v
Lista de Tabelas.....	ix
Nomenclatura.....	x
Capítulo 1 – Introdução e Objetivos.....	1
1.1 – Introdução.....	1
1.2 – Objetivo da Pesquisa.....	4
1.3 – Justificativa.....	5
1.4 – Estrutura da Pesquisa.....	6
1.5 – Limitação da Pesquisa.....	7
Capítulo 2 – Revisão da Literatura.....	8
2.1 – Generalidades.....	8
2.2 – Estrutura e processo de fratura do concreto.....	9
2.2.1 – Introdução.....	9
2.2.2 – Estrutura da pasta endurecida.....	10
2.2.3 – Estrutura da fase do agregado.....	11
2.2.4 – Estrutura da zona de transição.....	15
2.2.5 – Resistência da zona de transição.....	16
2.3 – Efeitos do agregado graúdo na resistência do concreto normal e de alta Resistência.....	18
2.4 – Comportamento da fratura e localização da deformação do concreto.....	21
2.5 – Zona de processo de fratura e mecanismo de endurecimento.....	23
2.6 – Mecânica da fratura não linear para o modo I de fratura quase – frágil.....	24

2.6.1 – Modelo de fissura fictícia.....	29
2.6.2 – Modelo de fissura fictícia de Hillerborgh.....	30
2.6.3 – modelo de fissura elástica efetiva.....	33
2.6.4 – Modelo de fratura de dois parâmetros de Jenq e Shah.....	33
2.6.5 – Métodos de ensaios para determinar as propriedades de fratura do concreto modo I	39
2.6.6 – Método da RILEM de Hillerborg et al, G_F	39
2.6.7 – Resultados dos ensaio e cálculos.....	40
2.6.8 – RILEM method de JENQ e SHAH, K_{Ic}^S e $CTOD_c$	42
2.6.9 – Resultados dos ensaios e cálculos.....	44
Capítulo 3 – Materiais e Métodos	50
3.1 – Materiais.....	50
3.1.1 – Cimento.....	50
3.1.2 – Sílica ativa.....	51
3.1.3 – Agregado miúdo.....	51
3.1.4 – Agregado graúdo.....	52
3.1.5 – Aditivos superplastificantes.....	55
3.2 – Concreto e proporções das misturas.....	55
3.3 – Produção, preparo dos corpos de provas, cura e ensaios das amostras.....	57
3.4 – Instrumentação e equipamentos.....	59
3.5 – Metodologia.....	61
3.6 – Ensaio.....	62
3.6.1– Resistência à compressão axial.....	62
3.6.2– Resistência à compressão modificada.....	63
3.6.3– Ensaio de tração por compressão diametral	63
3.6.4– Resistência à tração na flexão	64
3.6.5– Módulo de elasticidade	65
3.6.6– Ensaio de energia de fratura.....	65
3.7– Procedimento de cálculo.....	67

Capítulo 4 – Resultados obtidos	71
4.1- Resistência à compressão.....	71
4.2 – Resistência do concreto à tração por compressão diametral.....	80
4.3 – Resistência à tração por flexão (módulo de ruptura).....	83
4.4 – Módulo de elasticidade.....	86
4.5 – Ensaio de fratura.....	92
4.5.1 – Tenacidade (K_{Ic}^S).....	92
4.5.2 – Energia de fratura (G_{Ic}^S).....	95
4.5.3 - Energia de fratura (G_F).....	98
Capítulo 5 – Análise dos resultados	102
5.1 – Influência da dimensão máxima característica, natureza e consumo do agregado gráudo nas propriedades mecânicas CRM	109
5.1.1 – Resistência à compressão.....	109
5.1.2 – Resistência à tração.....	111
5.1.3 – Módulo de elasticidade.....	112
5.1.4 – Energia de fratura.....	114
5.2 – Influência da dimensão máxima característica, natureza e consumo do agregado gráudo nas propriedades mecânicas do CAR.....	119
5.2.1 – Resistência à compressão.....	119
5.2.2 – Resistência à tração.....	122
5.2.3 – Módulo de elasticidade.....	123
5.2.4 – Energia de fratura.....	124
5.3 – Modo de fratura dos corpos de prova de concreto.....	128
5.3.1 – Concreto de resistência moderada.....	128
5.3.2 – Concreto de alta resistência.....	129
5.4 – Comprimento característico.....	131
Capítulo 6 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros	132
6.1 – Conclusões.....	132
6.1.1 – Em relação à resistência à compressão.....	132

6.1.2 - Em relação à resistência à tração.....	133
6.1.3 – Em relação ao módulo de elasticidade.....	133
6.1.4 – Em relação à tenacidade à fratura.....	134
6.1.5 – Em relação à energia de fratura (G_{Ic}^S).....	134
6.1.6 – Em relação à energia de Fratura (G_F).....	135
6.2 – Sugestões para trabalhos futuros.....	136
Capítulo 7 Referências Bibliográficas	137
ANEXOS	143
A: Resultados dos ensaios mecânicos.....	143
B: Resultados dos ensaios de fratura.....	155
C: Diagramas carga x deslocamento.....	165
D: Programa para o cálculo dos parâmetros de fratura (E' , K_{Ic}^S , $CTOD_c$, G_{Ic}^S).....	189
E: Diagrama carga x CMOD para o cálculo da flexibilidade.....	193
F: Curva tensão x deformação para determinação do módulo de elasticidade.....	217
G: Curvas granulométricas dos agregados utilizados.....	232

Lista de Figuras

1.1 - Diagrama tensão – deformação do concreto e seus materiais constituintes.....	2
2.1 - Relação tensão-deslocamento e diferentes estágios de fissuramento.....	22
2.2 - Alguns processos de endurecimento na zona de processo de fratura.....	24
2.3 - Curva tensão-alongamento à tração: (a) material elástico linear (b) material quase-frágil.....	25
2.4 - Modelo de fissura quase-frágil.....	28
2.5 - Modo I de fissuras para o modelo de fissuras fictícias.....	30
2.6 - Princípio para o modelo de fissura fictícia de Hillerborg et al (a).....	31
2.6 - Princípio para o modelo de fissura fictícia de Hillerborg et al (b) e (c).....	32
2.7 - Amostra de ensaio e procedimento para determinar o valor de K_{Ic}^S e $CTOD_c$	34
2.8 - Modelo de fratura de dois parâmetros, critério de fratura.....	36
2.9 - Efeito da resistência à compressão na extensão da fissura.....	38
2.10 - Determinação da energia de fratura G_F baseado na RILEM.....	40
2.11 - Determinação de K_{Ic} e $CTOD_c$ de acordo com a recomendação da RILEM.....	43
3.1 - Amostra da areia e agregado graúdo, utilizados nas misturas.....	55
3.2 - Detalhe da armação do “yoke” e relógio comparador.....	60
3.3 - Detalhe de posicionamento do “clip-gage”.....	60
3.4 - Diagrama carga-CMOD traçado no monitor.....	61
3.5 - Ensaio de resistência à compressão e C.P instrumentado.....	62
3.6 - Resistência à compressão modificada.....	63
3.7 - Ensaio de resistência à tração na flexão.....	64
3.8 - Ensaio do módulo de elasticidade do concreto sob compressão axial.....	65
3.9 - Posicionamento da amostra para o ensaio de energia de fratura.....	67
3.10 - Ensaio de flexão em três pontos.....	67

3.11 - Determinação de K_{ic}^S e $CTOD_c$ de acordo com a recomendação da RILEM.....	69
4.1 - Influência do DMC na resistência à compressão do CRM.....	71
4.2 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão do CRM.....	72
4.3 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão do CRM.....	72
4.4 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão do CRM (cubo).....	73
4.5 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão do CRM (cubo).....	73
4.6 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão do CRM (cubo).....	74
4.7 - Influência do DMC na resistência à compressão do CRM (> 28 dias).....	74
4.8 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão do CRM (>28 dias).....	75
4.9 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão do CRM (>28 dias)	75
4.10 - Influência do DMC do agregado graúdo na resistência à compressão do CAR.....	76
4.11 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão do CAR.....	76
4.12 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão do CAR.....	77
4.13 - Influência do DMC do agregado graúdo na resistência à compressão do CAR (cubo).....	77
4.14 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão do CAR (cubo).....	78
4.15 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão do CAR (cubo).....	78
4.16 - Influência da DMC do agregado graúdo na resistência à compressão CAR (> 28 dias).....	79
4.17 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão CAR (>28 dias).....	79
4.18 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão CAR (> 28 dias).....	80
4.19 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à tração por compressão diametral do CRM.....	80
4.20 - Influência do DMC do agregado graúdo na resistência à tração por compressão diametral do CRM.....	81
4.21 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à tração por compressão diametral do CRM	81
4.22 - Influência do teor de agregado graúdo na resistência à tração CAR.....	82
4.23 - Influência da DMC do agregado graúdo na resistência à tração do CAR.....	82
4.24 - Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à tração do CAR.....	83
4.25 - Influência do teor de agregado graúdo no módulo de ruptura do CRM.....	83
4.26 - Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de ruptura do CRM.....	84
4.27 - Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de ruptura do CRM.....	84
4.28 - Influência do teor de agregado graúdo no módulo de ruptura do CAR.....	85
4.29 - Influência do DMC do agregado graúdo no módulo de ruptura do CAR.....	85

4.30 – Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de ruptura do CAR.....	86
4.31 – Influência do teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	86
4.32 – Influência do DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	87
4.33 - Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	87
4.34 - Influência do teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	88
4.35 - Influência do DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	88
4.36 - Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	89
4.37 - Influência do teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR.....	89
4.38 - Influência do DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR.....	90
4.39 - Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR.....	90
4.40 - Influência do teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR.....	91
4.41 - Influência do DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR.....	91
4.42 - Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR.....	92
4.43 - Influência do teor de agregado graúdo na tenacidade à fratura do CRM.....	92
4.44 - Influência DMC do agregado graúdo na tenacidade à fratura do CRM.....	93
4.45 - Influência da natureza do agregado graúdo na tenacidade à fratura do CRM	93
4.46 - Influência da natureza do agregado graúdo na energia de fratura G_F CAR.....	94
4.47 - Influência do DMC do agregado graúdo na tenacidade à fratura do CAR.....	94
4.48 - Influência da natureza do agregado graúdo na tenacidade à fratura do CAR.....	95
4.49 - Influência do teor de agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CRM.....	95
4.50 - Influência da DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CRM.....	96
4.51 - Influência da natureza do agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CRM.....	96
4.52 - Influência do teor de agregado graúdo energia de fratura (G_{Ic}^S), do CAR.....	97
4.53 - Influência do DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CAR.....	97
4.54 - Influência da natureza do agregado na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CAR.....	98
4.55 - Influência do teor do agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CRM.....	98
4.56 - Influência do DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CRM.....	99
4.57 - Influência da natureza do agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CRM.....	99
4.58 - Influência do teor de agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CAR.....	100

4.59 - Influência do DMC do agregado graúdo energia de fratura (G_F), do CAR.....	100
4.60 - Influência da natureza do agregado graúdo energia de fratura (G_F), do CAR.....	101
5.1 - Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM.....	113
5.2 - Efeitos do teor de agregado graúdo na tenacidade à fratura do CRM.....	115
5.3 - Mostra a tendência de aumento da tenacidade à fratura com o aumento da resistência à compressão do CRM.....	116
5.4 - Curvas carga – deslocamento dos CRM ; (a) CRM- B19-a ; (b) CRM – G19-a.....	118
5.5 - Curvas carga – deslocamento dos CRM ; (a) CRM- B9,5-a ; (b) CRM – G9,5-b.....	118
5.6 - Comparação entre a resistência à compressão do CRM e CAR.....	121
5.7 - Comparação entre a energia de fratura G_{Ic}^S e G_F	127
5.8 - Curvas carga – deslocamento dos CAR : (a) B19-a ; (b) G19-a.....	127
5.9 - Curvas carga – deslocamento dos CAR : (a) B9,5-b ; (b) G9,5-a.....	128
5.10 - Vista geral do plano de ruptura de corpos-de-prova de concretos rompidos na compressão e na tração indireta.....	129
5.11 - Corpos de prova ensaiados à compressão diametral e à tração na flexão mostrando fratura transgranular.....	130
5.12 - Corpos de prova de concreto rompidos à compressão axial mostrando fratura transgranular	130
5.13 - Variação do comprimento característico com a resistência à compressão do dos concretos (CRM e CAR).....	131

Lista de Tabelas

2.1 - Propriedades do concreto afetadas pelas propriedades do agregado.....	12
2.2 - Tamanhos de vigas para medidas de K_{Ic} e $CTOD_c$	42
3.1 - Cimento portland de alta resistência Inicial CPV-ARI.....	51
3.2 - Composição granulométrica do agregado miúdo.....	52
3.3 - Composição granulométrica do agregado graúdo.....	53
3.4 - Características físicas dos agregados graúdos.....	55
3.5 - Proporções das misturas de CAR e CRM.....	58
5.1.1 - Propriedades mecânicas e de fratura dos CRM estudados	103
5.1.1- Influência do teor de agregado.....	103
5.1.2- Influência do diâmetro máximo característico.....	104
5.1.3 – Influência da natureza do agregado.....	105
5.2.1 - Propriedades mecânicas e de fratura dos CAR estudados.....	106
5.2.1- Influência do teor de agregado.....	106
5.2.2- Influência do diâmetro máximo característico.....	107
5.2.3 – Influência da natureza do agregado.....	108

Nomenclatura

Letras Latinas

a -	Comprimento da fissura
a₀ -	Comprimento inicial da fissura
a_c -	Comprimento crítico da fissura
d_a -	Diâmetro máximo do agregado
S -	Vão livre
b -	Altura da viga
L -	Comprimento da amostra
C -	Flexibilidade
C_i -	Flexibilidade inicial para a curva carga-CMOD
C_u -	Flexibilidade no descarregamento na carga de pico na curva carga- CMOD
G_F -	Taxa de liberação da energia de deformação crítica baseada no modelo de fissura fictícia
G_f	Taxa de liberação da energia de deformação crítica baseada no modelo efeito tamanho
G_q -	Taxa de liberação de energia em modo I materiais quase-frágeis
K^S_{Ic} -	Fator de intensidade de tensão crítico baseado no modelo de fissura efetivo
G_{Ic} -	Taxa de liberação de energia crítica para o modo I de fissura
w -	Largura da fissura
G_σ -	Taxa de liberação de energia de deformação devido à pressão de fechamento
w_c -	Abertura da fissura correspondente a $\sigma(w)=0$
w_t -	Abertura da fissura na ponta da fissura inicial

f_y -	Limite de proporcionalidade
f_c -	Resistência à compressão do concreto
$f_{ct,sp}$	tração por compressão diametral ou resistência média por tração indireta.
$f_{ct,f}$	tração por flexão (módulo de ruptura com carregamento central)
K_I -	Fator de intensidade de tensão em modo I
K_{Ic} -	Fator de intensidade de tensão crítica em modo I
l_{ch} -	Comprimento característico do material baseado no modelo de fissura fictícia
a/c -	Fator água/cimento
$a/(c+s)$	Fator água / (cimento + sílica)
E_{cs} -	Módulo de elasticidade secante calculado no ensaio de compressão axial do concreto
$E_{c'}$ -	Módulo de elasticidade calculado no ensaio de flexão em três pontos.
Q -	Comprimento do material baseado no modelo de fratura de dois parâmetros
H_0 -	Uma constante
t -	Espessura
g -	Aceleração da gravidade
P -	Força aplicada
P_c -	Carga máxima
P_a -	Carga aplicada
P_w -	carga devido ao peso próprio
W -	Energia para formação da fissura
$W_0 - W_1 - W_2$ -	Partes da energia de fratura total W_t

Letras Gregas

α -	Razão do comprimento de fissura crítico para o comprimento de fissura inicial de amostras infinitamente grande.
α_c -	Comprimento de fissura crítico sobre a altura da viga
α_0 -	Comprimento de fissura inicial sobre a altura da viga
β_0 -	Comprimento de fissura inicial sobre o comprimento de fissura crítico
δ -	Deslocamento da linha de carga

δ_0 -	Deslocamento do ponto de carga devido ao peso próprio da viga.
σ -	Tensão normal
$\sigma(w)$ -	Pressão de fechamento na zona de processo de fratura

Abreviações

$g_1(a/b)$ -	Função geométrica do fator de intensidade de tensão
$g_2(a/b)$ -	Função geométrica do deslocamento abertura da boca da fissura.
$CMOD_c$	Deslocamento crítico da abertura da boca da fissura “Critical Crack mouth opening displacement”
$CTOD_c$ -	Deslocamento crítico de Abertura da ponta da fissura “Crack tip opening displacement”
$CMOD_c^e$ -	Componente elástica do $CMOD_c$
$CMOD_c^p$ -	Componente inelástica do $CMOD_c$
ITZ -	Zona de transição da interface
CAR -	Concreto de alta resistência
CRM -	Concreto de resistência moderada
DMC -	Dimensão Máxima Característica

Siglas

ASTM	Sociedade Americana de Materiais e Ensaios (“American society for testing and materials”)
LVDT-	Transdutor indutor de deslocamento linear
MFEL -	Mecânica da fratura elástica linear
RILEM -	Internacional union of testing and research laboratories for materials and structures

Capítulo 1

Introdução e Objetivos

1.1 – Introdução

No estudo do concreto os agregados graúdos desempenham um importante papel na mistura com as argamassas, seja do ponto de vista econômico como técnico, pois ocupam cerca de 60 a 80% do volume, influenciando sobremaneira na resistência, estabilidade dimensional e durabilidade. Além destas propriedades importantes do concreto endurecido, os agregados também têm um papel fundamental na determinação do custo e da trabalhabilidade. A qualidade do concreto tradicionalmente é caracterizada pela resistência à compressão e é a propriedade mais valorizada que governa os projetos, fabricação, e o controle dos lotes de concretos.

O concreto é um material compósito, e devido a sua estrutura extremamente heterogênea, o seu desempenho mecânico não reflete a teoria simples dos compósitos. Isto é expresso pelo diagrama tensão-deformação do concreto e de seus materiais constituintes como mostra a Figura 1.1.

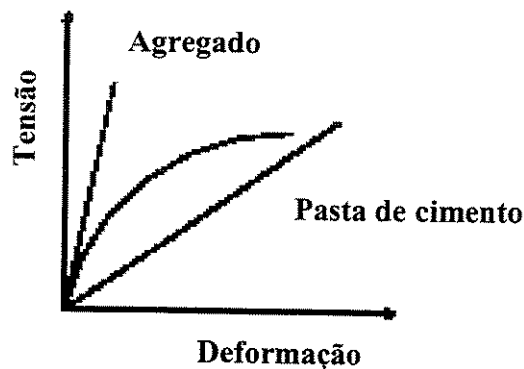


Figura 1.1 Diagramas tensão-deformação do concreto e seus materiais constituintes.
Fonte: (Mehta e Monteiro 1993)

Enquanto a pasta de cimento e o agregado têm um comportamento tensão-deformação elástico linear até 80% de seu limite de resistência, o concreto começa a divergir para um comportamento não linear inelástico quando as tensões aplicadas alcançam 40-50% de sua capacidade. O comportamento não linear do concreto sob tensão pode ser explicado pela heterogeneidade do concreto constituído de três fases (argamassa, agregado e interface). A resistência do concreto também é determinada pelas características da argamassa, agregado graúdo e interface ou zona de transição. Para a mesma qualidade de argamassa, tipos diferentes de agregados graúdos com diferentes tamanhos, formas, textura mineralogia, e resistência, podem resultar em concretos de resistências diferentes. A influência do tipo do agregado graúdo na resistência do concreto pode tornar-se um parâmetro de qualidade quando a qualidade da argamassa é melhorada AITCIN (1998). Em misturas de concretos, com fatores água/cimento maiores do que 0,4, a resistência da argamassa e a zona de transição são limitantes da resistência do material. Assim, os agregados naturais comumente usados para a produção de concreto normal são geralmente densos e resistentes, portanto, raramente são fatores limitantes da resistência e propriedades elásticas do concreto endurecido. Enquanto para concreto de alta resistência, que é feito com relação água/cimento menor do que 0,40, a resistência da argamassa e a zona de transição podem ser similares à resistência do agregado graúdo. O agregado é hoje o elemento limitador da resistência do concreto com resistência maior do que 80 MPa, os quais normalmente apresentam fratura transgranular na ruptura. Do ponto de vista de compósito, a resistência é determinada principalmente pelas propriedades da fase mais fraca de um compósito. Em concreto de baixa ou média resistência, foi confirmado em pesquisas que o agregado de peso usual é a fase

mais resistente. As fraturas sempre ocorrem na pasta de cimento endurecida/ou na zona de transição. Portanto, as resistências dos agregados não são levadas em consideração nos procedimentos de projeto de misturas normais com relação à resistência do concreto. Antes, acreditava-se que a resistência da pasta de cimento endurecida era o fator limitante da resistência do concreto. Contudo, para concreto de alto desempenho, que tem um fator água/aglomerantes baixo e resistência alta, a resistência da pasta de cimento endurecido e da zona de transição é frequentemente mais alta do que a do agregado. A possibilidade da ruptura da pasta de cimento e da zona de transição é relativamente menor em concreto de alto desempenho do que em concretos de baixa e média resistência. Conseqüentemente, a influência do tipo, tamanho e teor dos agregados nas propriedades mecânicas do concreto torna-se mais importante em concretos de alto desempenho. Existe alguma controvérsia com relação ao efeito do tamanho máximo do agregado sobre a resistência do concreto de LARRARD (1995) *apud* AITCIN (2000).

Segundo HILLERBORG (1985) há uma tendência da energia de fratura G_F aumentar quando o tamanho máximo do agregado aumenta de 8 para 20 mm. WALSH (1972), BAZANT E OH (1983) *apud* APPA RAO (2002) também relataram a mesma tendência com o aumento do tamanho do agregado. Contudo, ZHOU et al. (1995), relata que a energia de fratura aumenta com o tamanho e dureza do agregado e que o fator de intensidade de tensão crítico ou tenacidade à fratura em deformação plana, K_{Ic} , aumenta com o aumento da resistência à compressão. GIACCIO et al. (1993) relata que a energia de fratura, G_F , do concreto aumenta com o aumento do tamanho do agregado e resistência do concreto. A energia de fratura, G_F , é uma das propriedades mais importantes para o projeto de grandes estruturas. No modelo de fissuras fictícias propostas por HILLERBORG (1985), a energia de fratura, G_F , resistência à tração, f_t , e a relação tensão-CMOD descreve completamente as características de fratura do concreto. A RILEM (1985) recomenda um método para a determinação de G_F usando flexão em três pontos. A energia de fratura G_F é definida como a área sob a curva carga-deflexão por unidade de superfície de área fraturada. O comprimento característico, l_{ch} , diminui quando a resistência do concreto aumenta. PETERSSON (1980) *apud* APPA RAO (2002) relata que a energia de fratura não é afetada pelo tamanho máximo da partícula, enquanto l_{ch} aumenta com o aumento do tamanho máximo da partícula. Segundo SABIR et al (1997) as superfícies de fratura são lisas e menos tortuosas em concreto de alta resistência contendo microssílica. Ele também relata que a

energia de fratura diminui e o índice de fragilidade aumenta significativamente com a incorporação de grandes tamanhos de agregados. TASDEMIR et al. (1996); BARR E HASSO (1986) *apud* APPA RAO (2002) relata que a tenacidade à fratura é independente do tamanho do agregado e da amostra da viga, enquanto o valor mais alto da tenacidade é observado com agregados de 10mm e os menores com agregados de 20 mm. Muitos estudos experimentais têm examinado a influência dos agregados nos parâmetros de resistência e fratura do concreto, concentrando principalmente sobre os efeitos do tamanho máximo e tipo dos agregados.

A dependência do comportamento de fratura do tamanho máximo do agregado foi observada por muitos pesquisadores, embora as grandes dispersões normalmente apresentadas nos resultados, não permitiram chegar a conclusões definitivas.

Este trabalho expõe os resultados de um estudo conduzido para avaliar os efeitos do tipo, tamanho e consumo de agregado graúdo no comportamento do concreto de moderada e de alta resistência, e as relações entre a resistência à compressão, resistência à tração, resistência à flexão e a energia de fratura. As misturas de concreto estudadas continham agregados britados de basalto e de granito com dimensões máximas características de 9,5 mm e 19 mm. Foram feitos dezesseis (16) misturas e realizados cento e noventa e dois ensaios mecânicos para medir a resistência à compressão, a resistência à flexão, resistência à tração, módulo de elasticidade e energia de fratura. As propriedades de fratura foram determinadas de acordo com Comitê Técnico 89-FMT e FMC-50 da RILEM.

1.2 - Objetivo da pesquisa

O objetivo desta pesquisa é caracterizar e analisar a resistência à compressão, resistência à tração e a energia de fratura de concretos comuns e de alta resistência feitos com diferentes tipos, tamanhos e consumos de agregados graúdos por metro cúbico de concreto. Tem-se como objetivo secundário fornecer subsídios para o estabelecimento de alguns parâmetros (energia de fratura, tenacidade à fratura) relativos ao comportamento de fratura do concreto produzido com materiais e tecnologia nacional.

1.3 – Justificativa

As seguintes considerações resumem as constatações de vários trabalhos de pesquisa, já realizados, sobre os efeitos do tipo, tamanho e conteúdo de agregado graúdo na composição dos concretos de resistência normal e nos de alta resistência.

1.3.1 - Tipo de Agregado Graúdo

Nos concretos de alta resistência (**CAR**), que são os concretos com resistência maiores de 40 MPa e com sílica ativa os agregados graúdos de maior resistência caracteristicamente fornecem maiores resistência à compressão e energia de fratura, enquanto que em concretos de resistência usuais a resistência dos agregados graúdos tem pequeno efeito na resistência à compressão ou energia de fratura.

A maioria dos pesquisadores concluiu que o tipo de agregado tem pouco efeito na resistência à flexão; entretanto, outros discutem que agregados graúdos mais resistentes fornecem maior resistência à flexão que os agregados graúdos de resistência mais baixa.

1.3.2 - Tamanho do Agregado Graúdo

Em concreto de alta resistência (**CAR**), um diâmetro máximo menor do agregado fornece resistências à compressão mais altas; entretanto, em concreto de resistência normal (**CRN**) que são os concretos sem sílica ativa, o tamanho tem muito pouco efeito na resistência à compressão.

A maioria dos pesquisadores concluiu que um aumento no tamanho máximo do agregado diminui a resistência à flexão do concreto; enquanto outros defendem que o tamanho dos agregados tem efeitos desprezíveis na resistência à flexão. Eles, também, detectaram um aumento na energia de fratura com um aumento no tamanho do agregado; entretanto, outros estabeleceram que em alguns **CAR**, nos quais há a ruptura dos grãos do agregado graúdo durante a fratura, o tamanho não influi nos parâmetros de fratura.

1.3.3 - Teor de Agregado Graúdo na Mistura

A maioria dos pesquisadores concluiu que um aumento no teor de agregado graúdo na mistura diminui a resistência à compressão; entretanto, pesquisas demonstraram que um aumento no teor de agregado, até que um volume crítico seja atingido, aumenta a resistência à compressão.

Nenhuma pesquisa conclusiva encontrou os efeitos do teor de agregado na Resistência à compressão.

Um aumento no teor de agregado graúdo aumenta a energia de fratura do concreto.

1.4 - Estrutura da pesquisa

O trabalho foi dividido em em seis capítulos.

No primeiro capítulo consta a introdução, onde justifica-se a importância da pesquisa, seus objetivos, estrutura e limitações.

No segundo capítulo faz-se uma revisão bibliográfica sobre a estrutura e o processo de fratura do concreto onde abordam-se os constituintes e a microestrutura do concreto, dando enfoque especial à influência dos agregados, sobre as propriedades do concreto por ser objeto da parte experimental desta pesquisa, comportamento, zona de processo de fratura e mecanismos de aumento da tenacidade à fratura, mecânica da fratura não linear e métodos de ensaios para determinação das propriedades de fratura do concreto.

No terceiro capítulo descreve-se a parte experimental da pesquisa, que trata da verificação do efeito de alguns tipos de agregados graúdos em algumas propriedades mecânicas do concreto de cimento portland de média e alta resistência e na energia de fratura. Os estudos são realizados com dois tipos de agregados de composições mineralógicas diferentes, cada um em duas

granulometrias. Descreve-se os materiais e metodologia de execução dos ensaios mecânicos resistência à compressão, resistência à tração por flexão, resistência à compressão diametral, módulo de elasticidade e ensaios de fratura à flexão em três pontos em vigas entalhadas.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados da parte experimental, em gráficos de colunas mostrando os efeitos do tipo, teor e dimensão máxima característica nas propriedades mecânicas e de fratura das diversas misturas de concretos.

No quinto capítulo realiza-se a análise dos resultados mecânicos e de fratura, para os concretos de média e alta resistência. A análise dos resultados foi fundamentada na bibliografia consultada.

No sexto e último capítulo, tiram-se as conclusões finais do trabalho.

1.5 - Limitações da pesquisa

Dos inúmeros fatores que influenciam as propriedades mecânicas do concreto e considerando os escassos recursos humanos e financeiros destinados à pesquisa, as misturas de concretos estudadas contém dois tipos de agregados graúdo: o basalto e o granito com dimensão máxima característica (DMC) de 9,5 e 19 mm e fração volumétrica no traço de 0,65 a 0,75. Foram feitas 16 misturas e executados 192 ensaios, sendo 144 para determinar as propriedades mecânicas e 48 para avaliar as propriedades de fratura do concreto. O presente estudo restringe-se ao efeito do tipo e dimensão máxima característica e consumo de agregado graúdo no comportamento do concreto normal e de alta resistência e as relações entre a resistência à compressão, à tração, à flexão e a energia de fratura.

Capítulo 2

Revisão da Literatura

2.1- Generalidades

O concreto é o principal material de engenharia usado em construções. Como material de construção, oferece muitas vantagens, incluindo, por exemplo, flexibilidade em escolha das fôrmas, economia, durabilidade, resistência ao fogo, possibilidade de ser fabricado no próprio local da obra e aparência estética. Do ponto de vista da engenharia, a resistência permanece como sua propriedade mais importante e as principais desvantagens do concreto resultam em sua baixa resistência à tração, baixa ductilidade, baixa tenacidade e retração. A resistência à compressão do concreto é um indicador adequado de todos os tipos de resistência e por esta razão é comum existir uma relação direta entre a resistência à compressão, tração ou flexão de um dado concreto. Contudo, este não é o caso geral. Tem sido observado que as relações entre os vários tipos de resistência são influenciadas por fatores tais como: métodos de medida da resistência à tração, qualidade do concreto, características dos agregados e aditivos no concreto.

O concreto é um material cerâmico, heterogêneo cujas propriedades dependem das propriedades e das fases de seus componentes e da interação entre eles.

Como um material compósito, o concreto apresenta as seguintes características GIACCIO et al. (1992):

1) As propriedades do concreto dependem das propriedades de seus componentes (matriz da pasta e agregados) e das interações entre eles;

2) A presença dos agregados cria uma zona fraca (interface) onde se inicia o crescimento das fissuras existentes.

3) A diferença de dureza entre agregados e matriz da pasta produz concentração de tensões nas interfaces, a qual pode diferir das tensões do material.

4) Podem ocorrer formações de fissuras no concreto, nas argamassas e nas partículas dos agregados.

5) Todos esses efeitos são intensificados com o aumento do tamanho do agregado, especialmente quando este valor for maior do que 5mm (agregado graúdo).

Uma melhor compreensão do comportamento do concreto baseado no conceito da mecânica da fratura pode conduzir a um projeto estrutural mais seguro e uma melhor utilização do material.

2.2 - Estrutura e Processo de Fratura do Concreto

2.2.1 Introdução

As relações estrutura–propriedade constituem a essência da moderna ciência dos materiais. O concreto tem uma estrutura muito heterogênea e complexa. Todavia, um conhecimento das estruturas e das propriedades de cada constituinte do concreto e a relação entre elas são úteis para se exercer um certo controle sobre as propriedades do compósito METHA; MONTEIRO (1993). A resistência do concreto é determinada pelas características da argamassa, do agregado graúdo, e da zona de transição (interface) entre eles.

Segundo METHA; MONTEIRO (1993), os aspectos singulares da estrutura do concreto podem ser resumidos da seguinte maneira:

Primeiro: Há uma terceira fase, a zona de transição, que representa a região interfacial entre as partículas de agregado graúdo e a pasta. É uma camada delgada, de 10 a 50 μm de espessura ao redor do agregado graúdo, e para o concreto de resistência normal, geralmente, é mais fraca do

que os outros dois componentes principais do concreto (matriz e o agregado), e exerce uma influência sobre o comportamento mecânico do concreto.

Segundo: Cada uma das fases é de natureza multifásica. Cada partícula de agregado pode conter vários minerais, além de microfissuras e vazios. De mesma maneira, tanto a matriz da pasta como a zona de transição contém geralmente uma distribuição heterogênea, de diferentes tipos e quantidades de fases sólidas, poros e microfissuras.

Terceiro: Diferentemente de outros materiais de engenharia, a estrutura do concreto não permanece estável. Isto porque dois constituintes da estrutura, a pasta e a zona de transição estão sujeitas a modificações com o tempo, umidade e temperatura.

2.2.2 Estrutura da Pasta Endurecida

Os produtos de hidratação do cimento incluem principalmente silicato de cálcio hidratado (C-S-H), hidróxido de cálcio (CH), e os sulfoaluminatos de cálcio (etringita). O C-S-H é um material cristalino e é o principal componente de hidratação que constitui de 50% a 60% do volume da pasta hidratada. O C-S-H produz partículas de dimensões coloidais menores do que $1\mu\text{m}$. O CH é um material cristalino que ocupa cerca de 20 a 25% do volume da pasta. Ele tende a formar cristais grandes, sob a forma de prismas hexagonais distintos. Comparado ao C-S-H, o potencial de contribuição do hidróxido de cálcio para a resistência devida a forças de Van der Waals é limitado. A etringita cristaliza-se com o tempo, formando cristais prismáticos aciculares de $10 \times 0,5 \mu\text{m}$, na pasta de cimento. A etringita constitui de 10 – 15 % do volume da pasta de cimento. Os vazios são outros importantes componentes da microestrutura da pasta de cimento endurecida. Os vários tipos de vazios na pasta de cimento são classificados como porosidade gel (espaço interlamelar no C-S-H) e porosidade capilar. Os espaços interlamelares estão aproximadamente em uma faixa de 5 a 10 nm no tamanho, e pode ser reconhecida como fazendo parte do C-S-H, enquanto a porosidade capilar, varia de 0,01 a $10 \mu\text{m}$ no tamanho, e representam os espaços não preenchidos pelos componentes sólidos da pasta. O volume da porosidade diminui durante a hidratação METHA e MONTEIRO (1993).

2.2.3 – Estrutura da Fase Agregado

Os agregados geralmente ocupam cerca de 75% do volume do concreto. Por causa, dessa grande fração de volume muitas das propriedades do concreto dependem do tipo de agregado escolhido.

Segundo IL-SEOK-OH (2001), para a mesma qualidade da argamassa, diferentes tipos de agregados graúdos com diferentes formas, textura, mineralogia e resistência podem resultar em concretos com resistências diferentes.

As características dos agregados derivam da composição mineralógica da rocha matriz, das condições de exposição às quais a rocha foi submetida antes de gerar o agregado e dos tipos de operação e equipamento usados para a produção do concreto.

Os agregados, dependendo de sua microestrutura, podem apresentar diferentes valores para algumas características como a resistência mecânica, a absorção, a dureza e o módulo de elasticidade, os quais podem influenciar no comportamento do concreto de baixa e alta resistência.

Os agregados devem ser adaptados a certas normas para um uso otimizado em engenharia: limpos, duros, resistentes, duráveis, com partículas livres de substâncias ou camadas de argilas absorvidas e livres e outros materiais finos em quantidades que poderiam afetar a hidratação e a ligação com a pasta de cimento. A tabela 2.1 abaixo fornece um resumo dos efeitos dos agregados nas propriedades do concreto.

TABELA 2.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO AFETADAS PELAS
PROPRIEDADES DO AGREGADO

Propriedades do Concreto	Propriedades do Agregado
Durabilidade	Porosidade, estrutura de poros, permeabilidade, grau de saturação, resistência à tração, textura, estrutura e minerais de argilas.
Resistência à umidade e secagem	Estrutura de poros, módulo de elasticidade.
Resistência à abrasão	Dureza
Reação álcali-agregado	Presença de partículas constituintes silicosas
Resistência	Resistência, textura de superfície, limpeza, forma de partícula e dimensão máxima do grão.
Retração e fluência	Módulo de elasticidade, forma das partículas e graduação, limpeza, dimensão máxima e mineral de argilas.
Peso unitário	Peso específico, forma da partícula, graduação e dimensão máxima da partícula do grão.
Módulo de elasticidade	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

FONTE: (SIDNEY E J. FRANCIS, 1981).

Para concreto de alta-resistência, são recomendados agregados resistentes tais como o basalto ou o calcário de boa qualidade.

A graduação e o tamanho máximo do agregado afetam suas proporções relativas, bem como a necessidade de água, cimento, trabalhabilidade, porosidade, economia, retração e durabilidade do concreto IL-SEOK-OH (2001). Quanto menor o tamanho dos agregados mais água será absorvida na sua superfície. Isto significa que para uma graduação fina, mais água será adicionada, para se obter uma mesma trabalhabilidade do que para uma mistura com agregados mais grossos.

STEVIN e WILLIAM (1994) *apud* IL-SEOK-OH (2001) relataram que para uma produção aceitável e econômica o concreto requer agregados de baixa quantidade de vazios, não a menor, devido à proporcionalidade entre a quantidade da pasta de cimento e a quantidade de vazios dos agregados combinados. A quantidade de agregado miúdo afeta a trabalhabilidade, a textura de superfície, e a exudação do concreto. Para uma relação a/c fixada, a quantidade de cimento exigida diminui quando a dimensão máxima característica do agregado graúdo aumenta.

A forma e a textura do agregado graúdo também afetam as propriedades do concreto. Agregados lisos e arredondados como os seixos proporcionam um maior abatimento no concreto para o mesmo teor de água/mistura seca quando comparados com os agregados de rochas britadas que tem uma textura rugosa e forma angular. Dependendo do tipo de rocha e da escolha do britador o agregado britado pode conter uma proporção considerável de partículas chatas ou alongadas, que afetam negativamente muitas propriedades do concreto. Elas podem algumas vezes ser quebradas com os dedos e tendem a produzir misturas ásperas exigindo água adicional ou superplastificantes para atingir a trabalhabilidade desejada AITCIN (2000).

Do ponto de vista da resistência mecânica do concreto, a definição da forma e textura do agregado deve ser vista sob dois aspectos: a) Com o uso do agregado de forma arredondada e textura lisa ocorre a diminuição da relação água/cimento que resulta na diminuição da espessura da zona de transição, b) com a utilização do agregado com a forma cúbica ou de grãos equidimensionais e textura áspera ocorre uma diminuição de espessura da camada de água na superfície do agregado, que resulta, em uma zona de transição mais resistente devido à maior aderência entre o agregado e a pasta de cimento, PING (1992) *apud* MEHTA (1993).

Em concretos de resistência normal (<40MPa), as características do agregado graúdo raramente influenciam diretamente na resistência do concreto, exceto no caso de alguns agregados altamente porosos e fracos. Isto acontece porque nas misturas típicas de concreto usual, a relação água/cimento corresponde a valores no intervalo de 0,4 a 0,7 METHA; AITCIN, (1990). Dentro dessa faixa de relação água/cimento, os componentes mais fracos do concreto são a pasta de cimento endurecida e a zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado graúdo, em vez do próprio agregado. De acordo com os autores, no concreto de resistência normal, a

mineralogia do agregado graúdo é raramente um assunto de preocupação, a menos que o agregado contenha alguns constituintes que poderiam ter um efeito deletério na durabilidade. No entanto, para concreto de alta - resistência ($> 40\text{MPa}$), particularmente para resistência muito alta ($>80\text{MPa}$), misturas de concreto feitas com relação água/cimento muito baixo (0,2 a 0,3), a pasta de cimento endurecido e a zona de transição não são mais fatores limitantes da resistência. Ao contrário do concreto normal, é a mineralogia e a resistência do agregado graúdo que controlam a resistência de ruptura do concreto.

Segundo METHA; MONTEIRO, (1993) dos princípios gerais que norteiam a dosagem dos concretos de alta-resistência, nota-se que as altas resistências são possíveis pela redução da porosidade, da heterogeneidade e da microfissuração na pasta e na zona de transição. Enquanto que CARRASQUILLO et al (1981), comparando o concreto de alta-resistência ao concreto normal, observaram que o CAR tem um comportamento mais próximo de um material homogêneo e a curva tensão-deformação é mais íngreme e linear, até uma relação tensão-deformação mais alta do que as dos concretos normais, por causa da diminuição da quantidade e da extensão da microfissuração na zona de transição.

METHA; AİTCIN, (1990), investigando a influência de quatro diferentes tipos de agregados graúdos na resistência à compressão e no comportamento elástico de misturas de concreto de alta-resistência ($a/c = 0,275$), concluíram que as características mineralógicas do agregado graúdo influem significativamente na resistência e o módulo de elasticidade do concreto.

CECEN e OZTURAN (1997) estudando os efeitos do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto com diferentes resistências concluíram que em concreto de alta resistência a resistência tração é determinada principalmente pela resistência da argamassa considerando que a resistência à compressão é significativamente afetada pela resistência e características da superfície do agregado graúdo.

2.2.4 Estrutura da Zona de Transição

A zona de transição entre a matriz da pasta e o agregado é normalmente considerada como o elo mais fraco do concreto de resistência normal. Mas, para o concreto de alta resistência, a resistência da argamassa e da zona de transição pode ser comparável com a resistência do agregado graúdo.

Segundo DIAMOND; STRUBLE (1987) geralmente uma camada de hidróxido de cálcio precipita-se no limite físico entre o agregado e a matriz de cimento. Logo em seguida uma camada livre preferivelmente contendo cristais de hidróxido de cálcio orientados, etringita, e CSH. Esta assim chamada, de camada intermediária ou camada de contacto, ou camada de transição interfacial (zona de transição) que tem uma porosidade muito alta.

MASO *apud* MEHTA e MONTEIRO (1993), com base em uma descrição desde o lançamento do concreto, mostra algum entendimento das características estruturais do concreto; primeiro em concreto recentemente compactado um filme de água forma-se ao redor das partículas grandes de agregado, podendo formar uma relação água/cimento mais elevada nas proximidades do agregado graúdo do que na matriz da argamassa. Os íons de cálcio, sulfato, hidroxila e aluminatos formados pela dissolução dos compostos de sulfato de cálcio e de aluminato de cálcio, combinam-se para formar etringita e hidróxido de cálcio. Devido à relação água/cimento elevada, estes produtos cristalinos vizinhos ao agregado graúdo consistem de cristais relativamente grandes, e conseqüentemente, formam uma estrutura mais porosa do que na matriz da pasta de cimento ou na matriz da argamassa. Os cristais em formato de placas de hidróxido de cálcio tendem a formar-se em camadas orientadas, seguidas de C-S-H pouco cristalizado e uma segunda geração de cristais menor de etringita e de hidróxido de cálcio começa a preencher os espaços vazios entre o reticulado criado pelos cristais grandes de etringita e de hidróxido de cálcio.

2.2.5 Resistência da Zona Transição

A resistência da zona de transição do cimento-agregado é um dos principais fatores da resistência do concreto.

SHEIKIN (1979) *apud* KARIMOV (2002) descreveu alguns dos principais fatores que afetam a resistência da ligação matriz do cimento-agregado:

1. Característica da superfície e grau de limpeza dos grãos de agregados; partículas estranhas, por exemplo, impurezas de argilas, reduzem a resistência do agregado;
2. Teor mineralógico-químico dos agregados;
3. Resistência da matriz do cimento;
4. Teor de umidade do concreto no momento do ensaio; aumentando-se o teor de umidade do concreto então a resistência da ligação diminui.

SKALNY e MINDESS (1984) *apud* KARIMOV (2002) encontraram que a relação água/cimento na matriz de cimento é menor do que na zona de transição. Além disso, a resistência da zona de transição é menor do que a resistência de uma matriz de cimento e resistência do agregado, especialmente nos primeiros estágios de hidratação das amostras.

STRUBLE (1988) *apud* KARIMOV (2002), examinando a zona transição em uma espessura de 50μ relata que essa zona de contacto é caracterizada por uma baixa quantidade de grandes grãos de cimento não hidratado com alta porosidade e a presença de vazios de grãos hidratados. A presença de agregados de calcário na zona intermediária leva a uma baixa quantidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ por causa da interação química do hidróxido de cálcio e o calcário. O uso do agregado quartzoso leva a uma alta concentração de hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

GILBERT e COLLOT (1976), investigaram as características de ruptura do concreto à compressão com agregados de calcário britado, sílica amorfa britada e sílica amorfa rolada. Eles encontraram que nos concretos com agregados de calcário os grãos eram basicamente destruídos o que significava zona de transição mais resistente. Nos concretos com sílica amorfa britada os grãos eram parcialmente destruídos bem como ao longo da zona de contacto. No concreto com

sílica amorfa rolada a zona de transição entre o agregado e a matriz de cimento era basicamente destruída o que resultava em pequena resistência de tais concretos.

ALEXANDER e ADDIS (1992), estudando a influência dos agregados e a ligação interfacial nas propriedades do concreto de alta-resistência e usando diferentes agregados no Sul da África, concluíram que certos agregados são mais apropriados para a produção de concreto de alta resistência por causa de uma melhor ligação com a pasta de cimento.

CHEN ZHI YUAN et al (1988), relata que o aumento da relação água/cimento na zona de transição reduz a resistência de contacto. Para o aumento da resistência de aderência é possível reduzir a relação água/cimento utilizando cimento com superfície específica alta que causa uma rápida adesão e reação química com a água na zona de transição.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1993), além do grande volume de vazios capilares, e de cristais orientados de hidróxido de cálcio, um importante fator responsável pela baixa resistência da zona de transição no concreto é a presença de microfissuras. A grande quantidade de microfissuras depende de inúmeros parâmetros, incluindo a distribuição granulométrica, dimensão do agregado, teor de cimento, relação água/cimento, grau de adensamento do concreto fresco, condições de cura, umidade ambiente e histórico térmico do concreto. Por exemplo, numa mistura de concreto com má distribuição granulométrica ou com maior tamanho máximo do agregado, mais espesso será o filme de água ao redor do agregado graúdo. A zona de transição formada nestas condições será suscetível à fissuração quando sujeita à influência das tensões de tração induzidas por movimentos diferenciais entre o agregado e a pasta. O concreto tem microfissuras na zona de transição mesmo antes da estrutura ser carregada.

KE-KU-WU et al (2001), estudando os efeitos do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho, concluíram que a influência do tipo do agregado graúdo na resistência do concreto é mais significativa em concretos de alta resistência. Concluíram que as resistências à compressão e à tração são cerca de 10 a 20% maiores com agregados de quartzo britados quando comparados com agregados de mármore. Contudo, observaram que em concreto de resistência de 30MPa, essa diferença é reduzida.

2.3 Efeitos do Agregado Graúdo sobre a Resistência do Concreto Normal e de Alta Resistência.

Nos sólidos existe uma relação fundamental inversa entre porosidade (fração volumétrica de vazios) e resistência; conseqüentemente, em materiais de várias fases como o concreto, a porosidade da estrutura de cada componente ou fase pode se tornar um fator limitante da resistência segundo MEHTA ;MONTEIRO (1994).

As influências do agregado na resistência do concreto normal geralmente não são levadas em conta. Para KE-KU-WU, (2001) e MEHTA ; MONTEIRO (1994), o efeito do tipo do agregado na resistência à compressão não é significativo porque as partículas dos agregados são várias vezes mais resistentes que a matriz e a zona de transição. Em outras palavras, para a maioria dos agregados naturais, a resistência é raramente utilizada porque a ruptura é determinada pelas outras duas fases do concreto de resistência normal.

KAPLAN (1959), estudando os efeitos das propriedades dos agregados na resistência à compressão e à flexão do concreto normal afirma que diferentes tipos de agregados graúdos têm um efeito considerável sobre a resistência de misturas de mesmas proporções. Segundo o mesmo pesquisador, outras características do agregado como o tamanho, forma, textura e mineralogia influenciam na resistência à flexão e à compressão do concreto. Estes efeitos tornam-se mais importantes quanto maior for a resistência do concreto.

K-R. Wu et al (2001), comparando o efeito do tipo do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho, concluíram que a influência do tipo do agregado graúdo na resistência do concreto é mais significativa no concreto de alta - resistência do que no concreto de resistência normal. Em concreto de alta-resistência, as resistências à compressão, à tração na flexão e à tração por compressão diametral são cerca de 10 a 20% maiores utilizando agregados graúdos de calcário e basalto do que quando comparado com concretos utilizando como agregados graúdos o pedregulho. Contudo, em concreto de resistência normal, as diferenças nas resistências com concreto feito com basalto, calcário e pedregulho são reduzidas.

Segundo OZTURAN; CECEN (1997), nos concretos de alta resistência a resistência à tração é limitada principalmente pela resistência da argamassa enquanto a resistência à compressão é afetada significativamente pela resistência e características da superfície do agregado graúdo.

ZHOU et al. (1995), estudando o efeito de diferentes tipos de agregados graúdos no módulo de elasticidade e na resistência à compressão do concreto de alto desempenho, concluíram que o tipo do agregado influencia tanto no módulo como na resistência do concreto; eles observaram, também, que quanto mais poroso o agregado maior a redução na resistência do concreto.

GIACCIO et al (1992), verificando a influência de ligação matriz-agregado, dureza, e a resistência do agregado no comportamento do concreto de alta resistência concluíram que:

- a. A resistência do concreto é limitada pela resistência de suas fases componentes, neste caso, sob resistência de compressão o concreto alcançou resistências menores do que a resistência da argamassa: 96%, 85% e 65 % para os concretos com basalto, granito e calcário respectivamente.
- b. A presença de agregados mais duros necessariamente não implica na perda de resistência.
- c. Que a presença de agregados mais fracos reduz a resistência significativamente.
- d. Em concreto de alta resistência com calcário, o limite de resistência foi estabelecido pelo agregado. Neste caso, muitos agregados aparecem fraturados.
- e. A resistência da zona de transição torna-se mais importante à flexão do que à compressão.
- f. O valor do módulo de ruptura do concreto é menor do que o da argamassa e maior que a resistência de aderência para cada tipo de rocha.

g. O menor módulo de ruptura do concreto corresponde ao concreto preparado com a rocha de menor resistência à flexão e de aderência entre a matriz e o agregado.

h. A influência das características do agregado sobre a resistência do concreto de alta resistência aumenta devido à resistência da matriz estar próxima da resistência da rocha.

i. A probabilidade de desenvolvimento de fissuras através dos agregados aumenta, e o mecanismo de fissuração é modificado em comparação com, o concreto convencional. Observa-se que as diferenças entre as propriedades do concreto com basalto, granito ou calcário são reduzidas em concretos de baixa resistência (30MPa).

Sobre o mesmo tema EZELDIN e AITCIN (1991), em seus estudos experimentais concluíram que:

1. Nas misturas de concreto de resistência normal as propriedades mecânicas não são afetadas pelo tipo e tamanho do agregado graúdo. Nas misturas de concreto de alta resistência o tipo de agregado afeta a resistência e o plano de ruptura na compressão. Para tipos de agregados graúdos mais fracos, é obtida ruptura do tipo transgranular, onde a máxima capacidade do agregado é utilizada, mas não a resistência potencial da pasta do cimento. Para tipos de agregados mais fortes (resistentes), uma combinação de ruptura na zona de transição e transgranular é obtida.

2. Com misturas de concreto de alta resistência o tamanho e o tipo do agregado graúdo não afetam significativamente a resistência à flexão ou a relação de resistência à flexão/resistência à compressão. O padrão de ruptura indica uma superfície de fratura similar através da pasta de cimento para todos os tipos de agregados usados na experiência.

Segundo ALMEIDA (1994), das principais conclusões obtidas da literatura para a produção de concreto de elevada resistência, os agregados devem possuir alta resistência à compressão, módulo de elasticidade maior ou igual ao da pasta de cimento, granulometria que minimize o consumo de água e/ou a concentração de tensões, forma e textura superficial que favoreçam a aderência com a pasta.

2.4 Comportamento da Fratura e Localização da Deformação do Concreto

O concreto é um material fraco à tração sendo que sua resistência à tração varia de 8 a 15% de sua resistência à compressão. Existem muitas falhas e fissuras internas no concreto antes do carregamento. O comportamento mecânico do concreto sujeito a diferentes condições de carregamento é governado pelo início e propagação dessas falhas e fissuras internas durante o carregamento.

Para uma estrutura de concreto sujeito à tração, as fissuras prolongam-se na direção perpendicular à carga de tração aplicada. Por outro lado, para um concreto sujeito unicamente à compressão uniaxial, as fissuras propagam-se principalmente na mesma direção da carga de compressão aplicada. Uma vez que respostas mecânicas diferentes das estruturas do concreto podem ser explicadas por processos de fraturas com diferentes condições de carregamento, só é necessário entender quando as fissuras internas iniciam e como elas propagam-se com o aumento da carga.

De acordo com observações experimentais KULKARNI e SHAH (1993) *apud* SHAH P.S. et al (1995), indicam que a relação tensão-deslocamento para o concreto sujeita a uma tração uniaxial pode ser dividido em quatro estágios baseados no início e propagação das fissuras internas, (figura 2.1). O primeiro estágio antes do ponto **A**, que é cerca de 30% da carga máxima. O início das fissuras internas é desprezível durante o primeiro estágio. O segundo estágio é do ponto **A** ao ponto **B**, que é cerca de 80% da carga máxima. As fissuras internas começam a propagar-se durante este estágio. Mas essas fissuras são isoladas e distribuídas aleatoriamente sobre o volume da amostra durante o segundo estágio. O terceiro estágio é entre o ponto **B** e o ponto **C**. O início da fissura interna se localiza dentro de uma maior fissura que se propaga com o aumento da carga. Este fenômeno se refere a uma localização de dano ou localização de deformação.

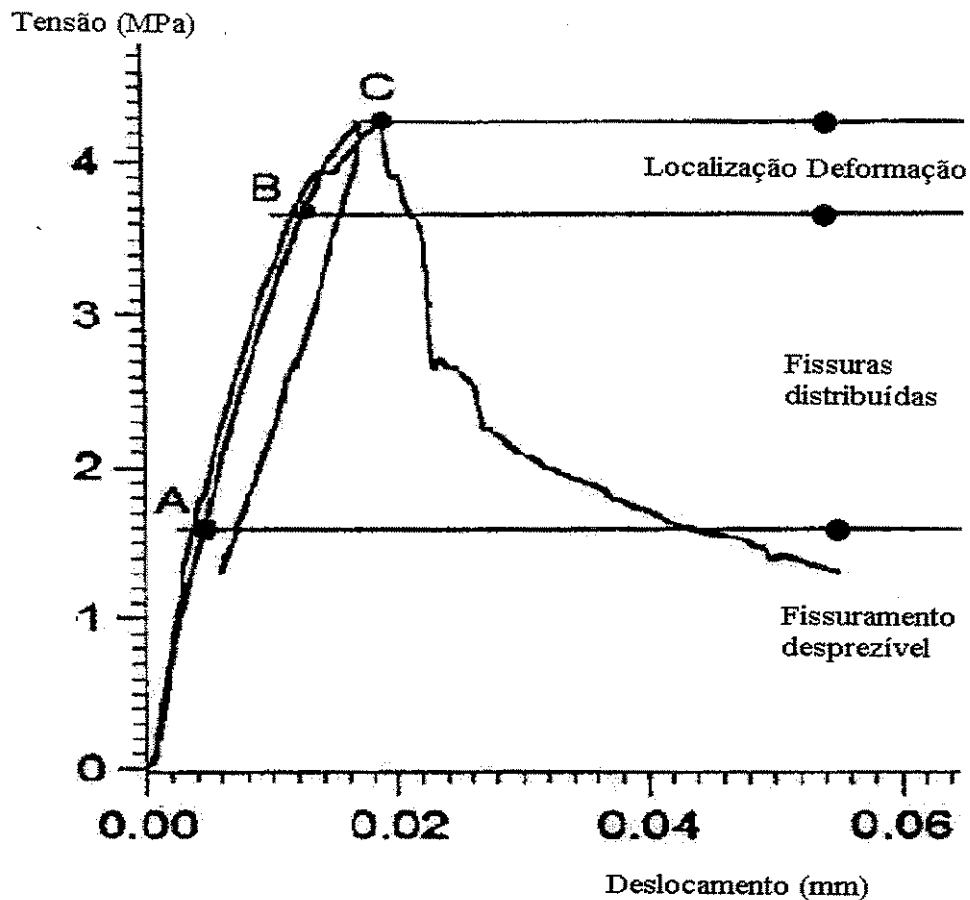


Figura 2.1 Relação tensão-deslocamento na tração uniaxial e diferentes estágios de fissuração.
 Fonte: Surendra P.Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

A propagação da fissura é estável até a carga máxima, onde o crescimento desta fissura significa que a mesma propaga-se somente quando a carga aumenta. O comprimento da fissura na carga máxima é chamado de comprimento de fissura crítica. O quarto estágio é depois da carga máxima. A fissura principal propaga-se continuamente mesmo depois que a carga decresce, a deformação de tração do material dentro da faixa de dano localizado aumenta, embora o descarregamento possa ocorrer para o material fora dessa faixa. Uma tendência similar do concreto sob compressão uniaxial foi observada por SHAH E SANKAR (1987) *apud* SHAH P.S. et al (1995). Foi relatado que a distribuição da deformação de compressão sobre a amostra é mais ou menos uniforme até aproximadamente 80% da carga máxima. Isso indica que o início e a propagação das fissuras internas até este limite são aproximadamente aleatórios e uniformes. Os

exames de distribuição das fissuras internas em amostras ensaiados confirmam que as localizações da deformação aparecem acima deste limite. O fato de que a resistência à tração do concreto varia entre 8 a 15% da resistência à compressão pode ser devido ao fato que a localização da deformação aparece em níveis de tensão mais alta na compressão comparada com a tração. Como as faixas de ruptura localizadas podem ser simuladas fisicamente por uma fissura, a presença da localização de deformação permite usar a mecânica da fratura para descrever o colapso do concreto.

2.5 Zona de Processo de Fratura e Mecanismos de aumento da tenacidade à fratura

A mecânica da fratura elástica linear (MFEL) permite que a tensão se aproxime do infinito na ponta da fissura. Visto que a tensão infinita não pode se desenvolver em materiais reais, uma certa faixa de zona inelástica deve existir na ponta da fissura. Para materiais metálicos, a zona inelástica é a zona plástica. Visto que o concreto é um material heterogêneo consistindo de diferentes fases, a zona inelástica ao redor da ponta da fissura é chamada de zona de processo de fratura. Alguns desses mecanismos de aumento da tenacidade à fratura são indicados na figura 2.2.

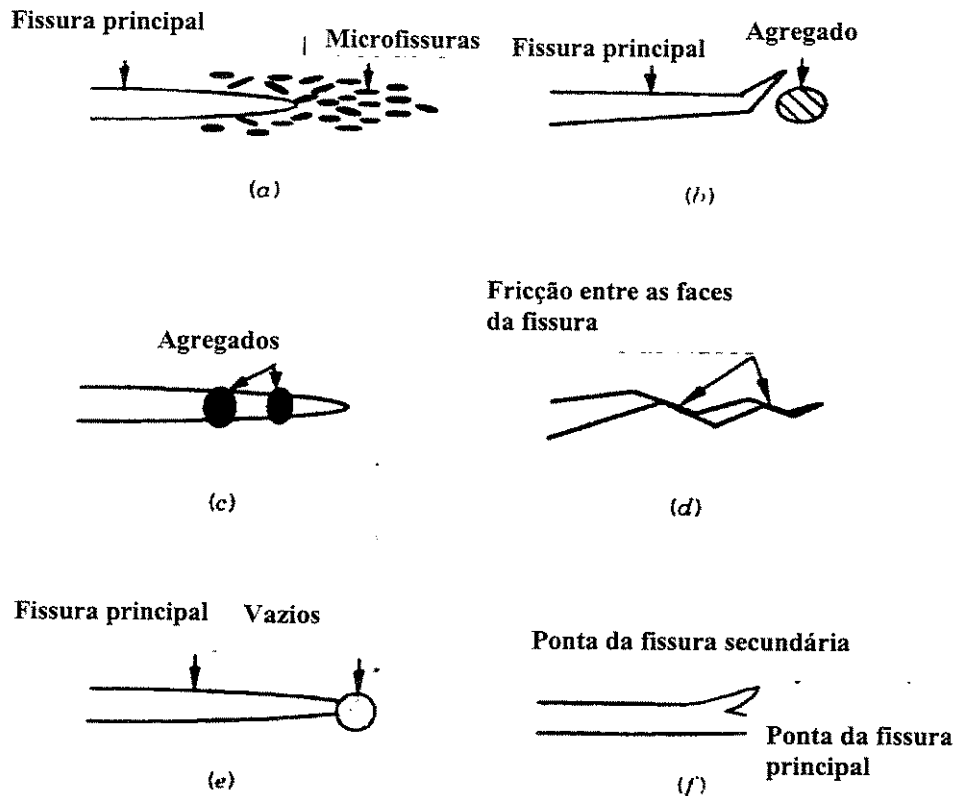


Figura 2-2 Alguns mecanismos de aumento da tenacidade à fratura na zona de processo de fratura: (a) bloqueadores de microfissuras (b) deflexão de fissuras, (c) pontes de agregados (d) superfície de fissuras ásperas - fechamento induzido (e) vazios nas pontas das fissuras e (f) ramificação de fissuras.

Fonte: Surendra P. Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

Microfissuras, desvios de fissuras, pontes de agregados, atrito entre as faces das fissuras vazios nas pontas das fissuras, e fissuras ramificadas, são exemplos de mecanismos de aumento da tenacidade à fratura inelásticos que aparecem ao redor de uma fissura quando ela se propaga. A presença desses mecanismos geralmente limita o uso do princípio da MFEL no concreto.

2.6 Mecânica da Fratura não Linear para o modo I de Fratura Quase-Frágil

Para um material idealmente frágil, a curva tensão deformação é linearmente elástica até a tensão máxima, neste ponto uma falha inicial propaga-se catastróficamente, e leva à ruptura. Uma curva típica à tração (tensão-alongamento) de um material idealmente frágil para o qual a mecânica da fratura elástica linear é válida está mostrada na figura 2.3a. Para um material quase frágil como o concreto, existe uma não linearidade substancial antes da tensão máxima. Os

mecanismos de deformação além do limite de proporcionalidade f_y (figura. 2.3b) não são claramente entendidos. Inicialmente, são formadas microfissuras distribuídas aleatoriamente. Em alguns pontos antes da tensão máxima, as microfissuras começam a se localizar em uma microfissura que se propaga criticamente na tensão máxima. São observadas deformações de amolecimento sob um estado de propagação estável dessa fissura, em um ensaio de deformação controlado do tipo ciclo fechado (“closed-loop”), é notado que o deslocamento durante o estágio pós-pico consiste de abertura da fissura principal acompanhada por um descarregamento do restante da amostra.

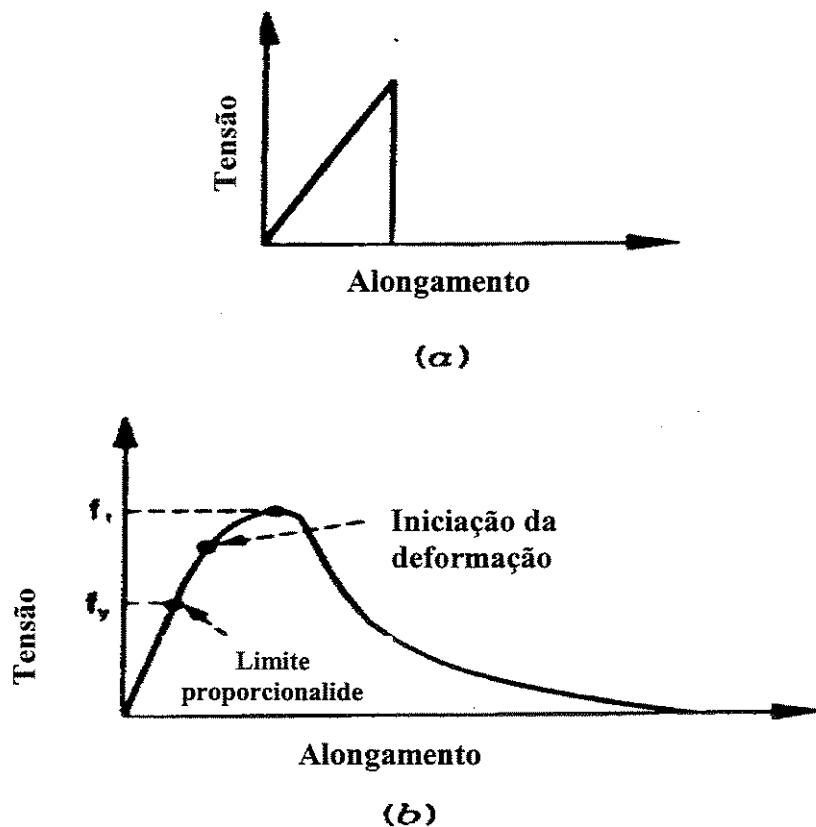


Figura 2.3 Curva tensão-alongamento à tração para (a) material elástico linear e (b) material quase-frágil.

Fonte: Surendra P.Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

O comportamento de fratura do concreto é grandemente influenciado pela sua zona de processo de fratura. Desde o trabalho de KAPLAN, muitas tentativas foram feitas para aplicar a mecânica da fratura ao concreto. Como realizado por SHAH e MCGARRY (1971) *apud* SHAH.P.S et al. (1995), a MFEL não pode ser diretamente aplicado ao concreto devido à presença da zona de processo de fratura considerável. Outras dificuldades para o uso da mecânica da fratura descrever o colapso do concreto incluem: (i) o caminho da fissura no concreto é tortuoso e (ii) é difícil determinar a ponta da fissura no concreto devido às pontes das partículas e a variação da zona de processo de fratura ao longo da direção da espessura. Para aplicar os conceitos da mecânica da fratura para o colapso do concreto, muitos modelos correntemente disponíveis tentaram simular o modo I de fratura do concreto com uma linha de fissura efetiva. A resposta à fratura inelástica devido à presença da zona de processo de fratura pode ser levada em conta por uma tensão coesiva atuando nas faces da fissura. Uma fissura efetiva quase-frágil é mostrada na figura 2.4a, onde uma fissura inicial e a zona de processo de fratura associado estão presentes por uma fissura com comprimento a . Os mecanismos de aumento da tenacidade na zona de processo de fratura são modelados por uma tensão coesiva atuando nas superfícies da fissura JENQ e SHAH (1985). A tensão coesiva $\sigma(w)$ é uma função monotônica decrescente de deslocamento de abertura de fissura w . O valor de $\sigma(w)$ é igual à resistência de tração do material f_t para $w = 0$ na ponta da fissura (o final da zona de processo de fratura). Isto implica que as microfissuras na frente da ponta da fissura não são incluídas na zona de processo de fratura. Isto será razoável se o tamanho da ponta de fissura na zona de processo de fratura é menor comparado com o tamanho de fissura aberto na zona de processo. Essa tensão coesiva tende a estreitar a fissura e é uma função do deslocamento de abertura da fissura w . É observado que a extensão da fissura usualmente não é igual ao comprimento da zona de processo por causa da sua variação de fratura real ao longo da espessura ou da direção da largura. Quando uma estrutura de concreto com fissuras quase-frágeis estão sujeito a um carregamento, a carga aplicada resulta em uma taxa de liberação de energia G_q na ponta da fissura efetiva quase-frágil, onde o subscrito q significa material quase-frágil. A taxa de liberação de energia consumida G_q pode ser dividida em duas porções: (i) a taxa de energia consumida durante a fratura do material que produz duas superfícies, G_{Ic} , que é equivalente a energia de superfície do material e (ii) a taxa de energia para superar a tensão coesiva $\sigma(w)$ em separar as superfícies, G_σ , onde o subscrito σ indica que parte da energia supera a tensão coesiva $\sigma(w)$ para abrir a fissura. Como resultado, a taxa de energia

liberada para fissura quase-frágil *modo I*, G_q , pode ser expressa como descrita por JENQ e SHAH (1985):

$$G_q = G_{Ic} + G_\sigma \quad (2.1)$$

O valor de G_{Ic} pode ser avaliado baseado na MFEL e é chamado de taxa de liberação (ou dissipação) de energia de deformação elástica crítica. Desde que G_σ é igual ao trabalho feito pela tensão coesiva sobre um comprimento unitário da fissura para uma estrutura com uma espessura unitária, seu valor pode ser calculado como descrita por RICE (1968) *apud* SHAH, P.S et al. (1995).

$$G_\sigma = \frac{1}{\Delta a} \int_0^{\Delta a} \int_0^w \sigma(w) dx dw = \frac{1}{\Delta a} \int_0^{\Delta a} dx \int_0^w \sigma(w) dw = \int_0^{w_t} \sigma(w) dw \quad (2.2)$$

Onde $\sigma(w)$ é a tensão coesiva normal e w_t é o deslocamento de abertura da fissura na ponta da fissura inicial, como mostra a figura 2-4a. Visto que dx é tirado da integral com relação à w , a equação 2-2 implica que o perfil (forma) do deslocamento da abertura da fissura w não varia significativamente com a mudança do comprimento da fissura. É observado que a equação 2.2 é válida somente se o material na ponta da fissura inicial ainda mantém-se em contato. Se a abertura da fissura é bastante larga até que alguma parte da superfície recém formada é superada i.e $w_t > w_c$, como mostrado na figura 2.4b, o limite superior da integral w_t na equação 2.2 deve ser substituído por w_c , onde w_c é a fissura correspondente de abertura para $\sigma(w)=0$ e é chamada de deslocamento de abertura de fissura crítico. Na carga máxima w_t é provavelmente menor do que w_c . Substituindo a equação 2.2 na equação 2.1 teremos:

$$G_q = G_{Ic} + \int_0^{w_t} \sigma(w) dw \quad (2.3)$$

É observado que quando $w_t > w_c$ como mostrado na figura 2.4b, o limite superior da integral w_t na equação 2.3 seria substituído por w_c . Visto que a equação 2.3 é baseada na fissura efetiva quase-frágil sujeita a dois conjuntos de forças, que é a carga aplicada e a força coesiva na zona de processo de fratura, como mostrado na figura 2.4, o deslocamento de separação da fissura w na equação 2.3 poderia incluir contribuição de dois conjuntos de forças. Em outras palavras, a

equação 2.3 é válida somente quando o valor total de w sob os dois conjuntos de forças é usado. A equação 2.3 é uma condição geral de equilíbrio de energia para a propagação de uma fissura quase-frágil no modo I. A equação 2.3 indica que para fratura quase-frágil, a taxa de energia liberada devida à carga aplicada G_q é balanceada por dois mecanismos de dissipação de energia de fratura. O mecanismo de dissipação de energia de Griffith-Irwin é representado pela taxa de liberação de energia de fratura G_{Ic} , enquanto o mecanismo de dissipação de energia de Dugdale-Barenblatt é representado pela tração do material chamado G_σ . JENQ e SHAH (1985) e KOBAYASHI e al (1991) *apud* SHAH e al.(1995) usaram equação 2.3 para descrever a fratura do concreto. Modelos de fratura similares incluindo dois mecanismos de dissipação de energia tem sido também proposto por COOK e al (1987) e COX e MARSHALL (1994) *apud* SHAH e al (1995). Eles observaram que tanto o segundo termo da equação 2.3 como a zona de processo de fratura, são constantes, então G_q é constante e também satisfaz a definição clássica de taxa de liberação de energia.

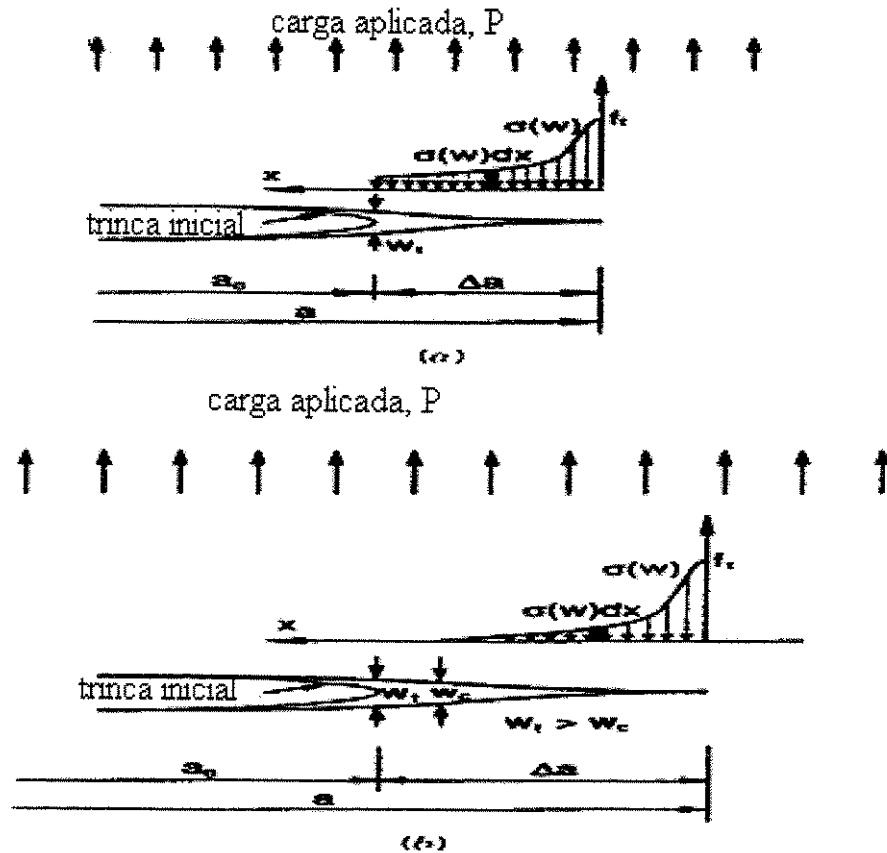


Figura 2.4 Modelo de fissura quase-frágil: (a) uma fissura coesiva com fissuras de superfícies em contacto e (b) fissura coesiva com fissuras de superfícies parcialmente separadas.

Fonte: Surendra P. Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

O primeiro termo da equação 2.3 representa a energia de equilíbrio de Griffith da MFEL enquanto a integração representa a correção de Dugdale-Barenblatt para materiais plásticos. Baseado nos diferentes mecanismos de dissipação de energia usados, foram desenvolvidos dois métodos para modelar a mecânica da fratura quase-frágil do concreto com base na equação 2.3. O primeiro é o modelo da fissura fictícia HILERBORG, et al.(1976), BAZANT e OH (1983), e o segundo é o modelo da fissura elástica efetiva JENQ e SHAH (1985) e BAZANT e KAZEMI (1990).

2.6.1 Modelo de fissura fictícia

No modelo de fissura fictícia supõe-se que a parcela de energia para criar a nova superfície é pequena comparada com aquela necessária para separá-las, e a taxa de energia G_{Ic} desaparece no modelo de fissura fictícia. Isso é ilustrado na figura 2.5, onde a superfície de fissura recém formada e a zona de processo de fratura correspondente são simuladas simplesmente por uma zona coesiva localizada na frente da ponta da fissura inicial. Como resultado, a dissipação de energia para a propagação da fissura pode ser completamente caracterizada pela relação tensão coesiva \times separação entre as faces das fissuras (w). Assim, toda a energia produzida pela carga aplicada é completamente balanceada pela tensão coesiva, neste caso, a equação 2.3 é reduzida para (com $G_{Ic} = 0$):

$$G_q = \int_0^{w_f} \sigma(w) dw \quad (2.4)$$

A equação 2.4 é válida para estrutura com uma espessura unitária constante. Foi observado que o limite da integral superior w_f na equação 2.4 deve ser substituído por w_c (abertura crítica da fissura quando a tensão coesiva é anulada) para $w_f > w_c$, que algumas vezes ocorrem depois da carga máxima. A fissura fictícia inicia e propaga-se quando a tensão de tração principal alcança a resistência de tração do material, f_t .

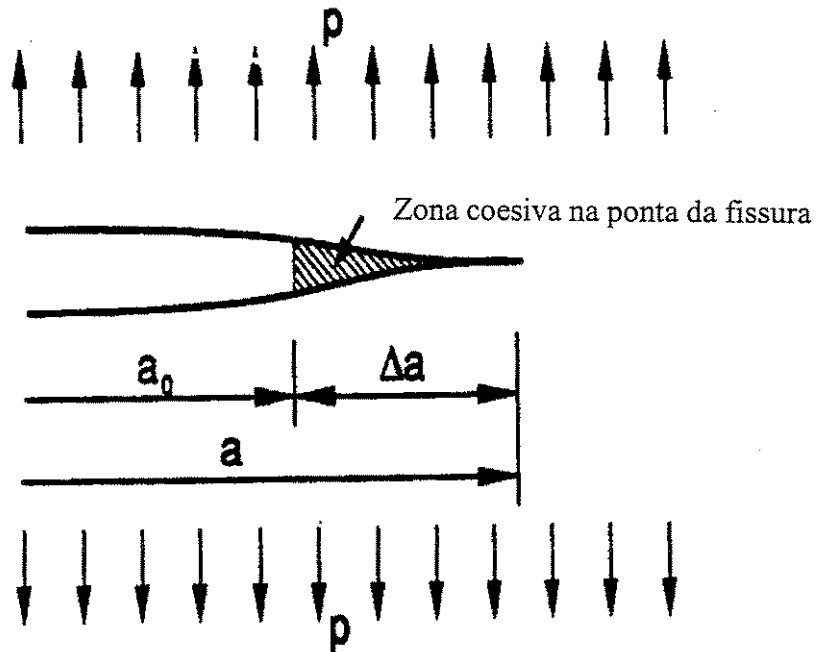


Figura 2-5 Modo I de fissuras para o modelo de fissuras fictícias.

Fonte: Surendra P. Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1985)

2.6.2 Modelo de fissura fictícia de Hillerborgh

HILLERBORG et al (1976) foram os primeiros a propor um modelo de fissura fictícia para o concreto. Uma curva típica tensão-alongamento para uma placa de concreto sujeita a uma tração uniaxial é mostrada na figura 2-6a. Foi proposto que a resposta do concreto à tração antes do pico pode ser descrita por uma curva tensão-deformação como mostrado na figura 2-6b enquanto o comportamento da fratura pós-pico ou amolecimento pode ser caracterizado por uma curva tensão-alongamento como mostrado na figura 2-6c. A área sob a curva tensão-alongamento pós-pico, $\sigma(w)$, é representada por.

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad (2.5)$$

onde w_c é o deslocamento crítico da abertura da fissura quando a tensão de amolecimento é zero. A tenacidade à fratura do material G_F representa a energia absorvida por unidade de área da fissura e é reconhecida como um parâmetro de fratura do material.

No modelo de fissura fictícia, a curva tensão-alongamento $\sigma(w)$ é dada, por certo, como uma propriedade do material que é independente do tamanho e da geometria estrutural. É observado que a curva de amolecimento $\sigma(w)$ pode ser completamente determinada se a resistência à tração do material f_t , a tenacidade à fratura G_F , e a forma da curva $\sigma(w)$ são conhecidas. Portanto, o modelo de fissura fictícia requer um dos três parâmetros do material conhecidos: o valor de f_t e G_F e a forma da curva $\sigma(w)$, como mostra a figura 2-6. Quando a forma da curva $\sigma(w)$ é dada, a propriedade de fratura do material é determinada pelos valores de f_t e G_F . Nesse caso, é também conveniente combinar f_t e G_F em um comprimento característico HILLERBORG et al (1976).

$$l_{ch} = \frac{EG_F}{f_t^2} \quad (2.6)$$

onde E é o módulo de elasticidade do material. O comprimento característico l_{ch} é simplesmente uma propriedade do material e é proporcional ao comprimento da zona de processo de fratura baseado no modelo de fissura fictícia. O valor de l_{ch} para o concreto está em uma faixa de 100mm a 400mm HILSDORF (1991) *apud* SHAH. P.S et. Al (1995). O comprimento da zona de processo de fratura, a completa separação da ponta da fissura inicial ($w_t=w_c$) no concreto está na faixa $0,3 l_{ch}$ a $0,5 l_{ch}$ de acordo com esse modelo.

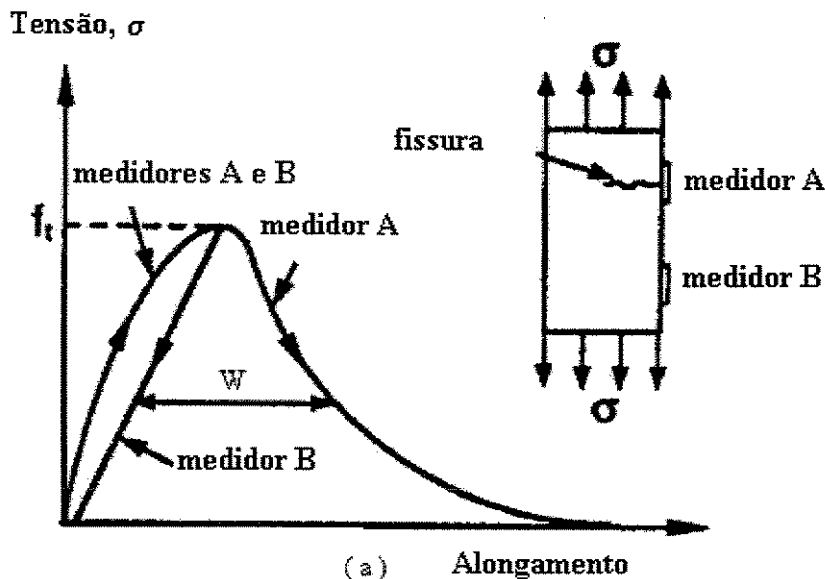


Figura 2-6 Princípio para o modelo de fissura fictícia de Hillerborg et al: (a) curva tensão-alongamento à tração.

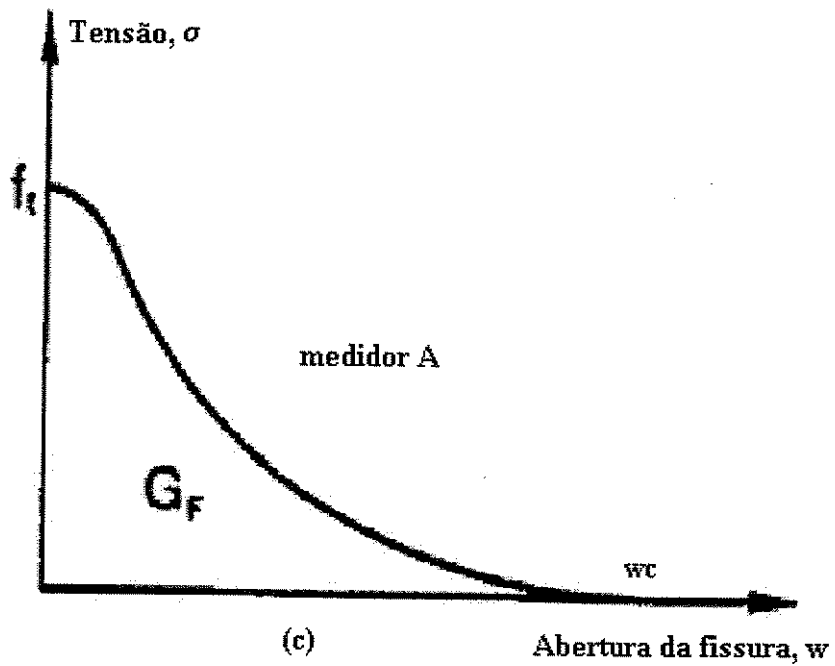
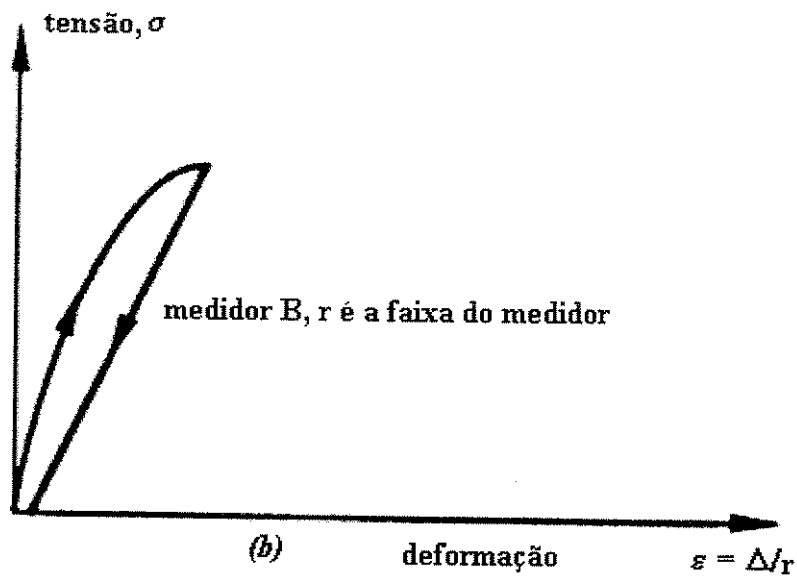


Figura 2-6 (b) curva tensão deformação para uma seção não fissurada e (c) curva tensão alongamento para seção fissurada. Fonte:HILLERBORG et al (1976)

2.6.3 Modelo de fissura elástica – efetiva

A zona de processo de fratura no concreto pode também ser modelada por um único mecanismo de dissipação de energia de Griffith-Irwin supondo $\sigma(w) = 0$. A abordagem da fissura elástica efetiva modela a zona de processo de fratura usando uma fissura elástica – sem tração. A fissura elástica efetiva é governada pelo critério da MFEL, e a equivalência entre a fissura real e a efetiva correspondente é explicitamente prescrita em cada modelo. Como resultado, a taxa de energia liberada para uma fissura elástica efetiva, modo I é:

$$G_q = G_{Ic} \quad (2.7)$$

A equação 2.7 implica que a propagação da fissura elástica efetiva só acontece devido à mudança da carga aplicada. Na aplicação da equação(2.7), G_q é uma função do tamanho estrutural, geometria, carga aplicada e do comprimento da fissura elástica efetiva, enquanto G_{Ic} é a taxa de liberação de energia crítica (i.e., a tenacidade à fratura do material). Uma vez que o comprimento da fissura aumentará com a mudança da carga aplicada para o caso de propagação de fissura estável, uma equação adicional deve ser fornecida para determinar o comprimento da fissura antes que a equação 2.7 possa ser usada. Muitos dos modelos de fissura elástica efetiva usam o modelo de dois parâmetros para definir o processo de fratura inelástica e para governar a propagação da fissura.

2.6.4 Modelo de fratura de dois parâmetros de Jenq e Shah

JENQ E SHAH (1985) propuseram um modelo de fratura de dois parâmetros baseados na resposta de fratura elástica. Para separar as fraturas elástica e plástica de uma dada amostra na figura. 2.7a, esta deve ser carregada até a tensão máxima, descarregada, e então recarregada como mostra a figura 2.7b. Baseado na flexibilidade (“compliance”) obtida no descarregamento, o valor do CMOD para carga máxima, $CMOD_c$, pode ser dividido em um componente elástico e um componente inelástico como mostra a figura 2.7b.

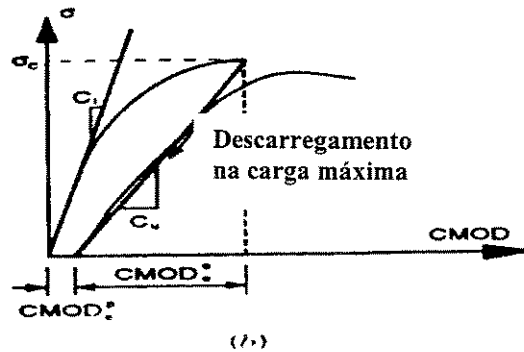
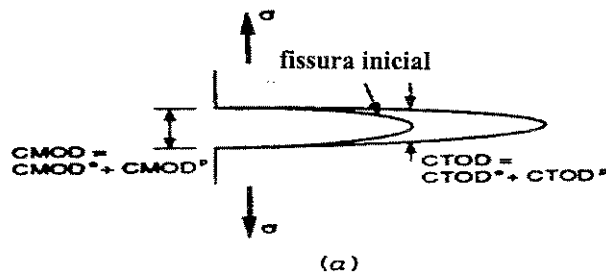


Figura 2-7 Amostra de ensaio e procedimento para determinar o valor de K_{Ic}^S e $CTOD_c$: (a) Respostas a fratura elástica e plástica e (b) procedimentos de carregamento e descarregamento
 Fonte: Surendra P.Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

$$CMOD_c = CMOD_c^e + CMOD_c^p \quad (2.8)$$

onde $CMOD_c^e$ e $CMOD_c^p$ são os componentes elástico e inelástico(ou plástica) do $CMOD_c$, respectivamente. O valor medido de $CMOD_c^e$, bem como a máxima tensão σ_c , são substituída nas equações da MFEL para calcular o fator de intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S e o comprimento de fissura elástico efetivo crítico a_c .

$$K_{Ic}^S = \sigma_c \cdot \sqrt{\pi a_c} \cdot g_1\left(\frac{a_c}{b}\right) \quad (2.9)$$

e

$$CMOD_c^e = \frac{4 \cdot \sigma_c \cdot a_c}{E} g_2\left(\frac{a_c}{b}\right) \quad (2.10)$$

O valor do deslocamento de abertura da ponta da fissura crítica $CTOD_c^e$ é determinado com base nos valores obtidos de $CMOD_c^e$, σ_c , e a_c usando a equação:

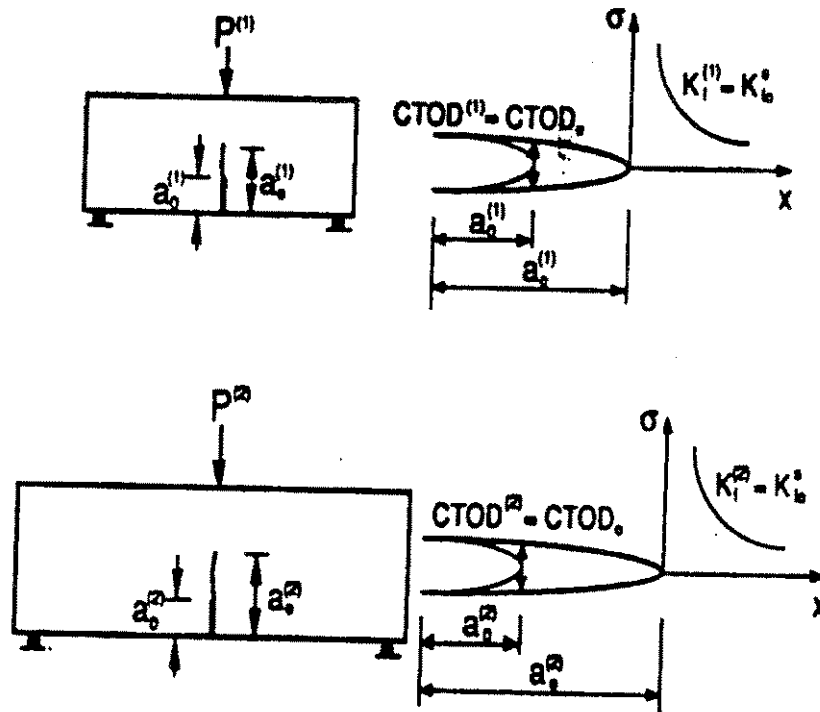
$$CTOD_c^e = CMOD_c^e g_3 \left(\frac{a_c}{b} \frac{a_0}{a_c} \right) \quad (2.11)$$

Observa-se que desde que o $CMOD_c^e$ é o componente elástico, equações (2.9) – (2.11) são baseado na MFEL, e as funções geométricas g_1 , g_2 , e g_3 para diferente amostra podem ser encontradas no manual da MFEL de TADA, H. et al. (1985) *apud* SHAH P.S(1995).

Baseados em resultados experimentais usando flexão em três pontos, JENQ e SHAH (1985) encontraram para vigas com diferentes tamanhos, mas feitas com os mesmos materiais e valores de K_{Ic}^S e $CTOD_c^e$ constantes. Como resultado, eles propuseram que a propriedade de fratura crítica de um material quase-frágil pode ser caracterizada pelos valores de K_{Ic}^S e $CTOD_c^e$. Para um dado material, estruturas com geometria e tamanhos diferentes quando sujeitos a carga de fratura crítica (carga máxima) irão satisfazer simultaneamente as duas condições, como mostra a figura 2-8:

$$K_I = K_{Ic}^S \quad (2.12)$$

$$CTOD = CTOD_c$$



Subscrito (1) e (2) representa diferentes tamanhos de estruturas

Figura 2-8 modelo de fratura de dois parâmetros, critério de fratura: $K_I = K_{Ic}^S$ e

$CTOD = CTOD_c$

Fonte: Surendra P. Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

onde K_I e $CTOD$ são o fator de intensidade de tensão e o deslocamento de abertura da ponta da fissura, respectivamente, que pode ser calculado baseado na MFEL. É notado na equação (2.12) que $CTOD_c^s$ é simplesmente chamado como $CTOD_c$ e é assim chamada no modelo de fratura de dois parâmetros e o valor de K_I e $CTOD$ são funções da carga aplicada, do tamanho e geometria da estrutura, e do comprimento da fissura, enquanto o fator de intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S e o deslocamento abertura na ponta da fissura crítico $CTOD_c$ são parâmetros de fratura que dependem somente do material, ou seja, são parâmetros característicos de tenacidade à fratura. Como resultado, a equação (2.12) provê as duas condições necessárias para determinar a carga de fratura crítica e o comprimento de fissura crítica da estrutura.

É visto do procedimento acima mencionado que para determinar os valores de K_{Ic}^S e $CTOD_c$ no modelo de fratura de dois parâmetros a fissura elástica efetiva exibe uma flexibilidade igual à do descarregamento da estrutura real. Entretanto, o modelo de fratura de dois parâmetros determina o estado de fratura crítica de uma estrutura com base na sua resposta elástica.

JENQ e SHAH (1985), propuseram um parâmetro de comprimento do material, Q , que é proporcional ao tamanho da zona de processo de fratura para o mesmo material. O valor de Q é expresso como:

$$Q = \left(\frac{E \cdot CTOD_c}{K_{Ic}^S} \right)^2 \quad (2.13)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do material

Foram encontrados os valores de Q na faixa de 12,5 - 50 mm para pasta de cimento endurecido, 50 - 150 mm para argamassa, e 150 - 350 mm para o concreto. O comprimento do material Q pode ser usado como índice de fragilidade do material. Quanto maior o valor de Q mais dúctil é o material, ou seja, quanto menor o valor de Q mais frágil é o concreto.

JOHN (1989) *apud* SHAH et al. (1995) encontraram que ambos K_{Ic}^S e $CTOD_c$ estão relacionados com a resistência à compressão do concreto, f'_c . Baseado em observações experimentais, eles propuseram as seguintes equações experimentais para, f'_c , $CTOD_c$, E em função de f'_c .

$$K_{Ic}^S = 0,06(f'_c)^{0,75} \quad CTOD_c = 0,00602(f'_c)^{0,13} \quad E = 4785\sqrt{f'_c} \quad (2.14)$$

Onde K_{Ic}^S é em $MPa\sqrt{m}$, $CTOD_c$ é em mm, E e f'_c são em MPa

A existência de $CTOD_c$ pode ser justificada do fato de que todos os materiais têm algum tipo de falhas iniciais. Isso é especialmente verdade para o concreto. Quando o material está sujeito a uma carga externa, essas falhas abrem, propagam-se e algumas vezes coalescem com

outras fissuras. O deslocamento de abertura dessa falha pode estar diretamente ligado ao valor do CTOD. Na carga de fratura crítica, o deslocamento de abertura da ponta da fissura inicial pode ser definido como $CTOD_c$. Para materiais quase-frágeis, tais como o concreto, ocorrem extensas fissuras estáveis antes da carga de fratura crítica. Assim o $CTOD_c$ é definido na ponta da fissura inicial, ele pode principalmente ser responsável pelo tamanho crescente do rastro da zona de processo. É observado que $CTOD_c$ é usado junto com K_{Ic}^s para determinar a propagação da fissura crítica para materiais quase-frágeis.

Para o concreto, se apenas um parâmetro (e.g, K_{Ic} ou G_F) é considerado, observa-se que a tenacidade à fratura aumenta com o aumento da resistência à compressão ou com o aumento da taxa de deformação. Só com a representação de um parâmetro, é enganoso, já que o concreto na verdade torna-se mais frágil quando sua resistência à compressão aumenta. A importância da representação de dois parâmetros para concreto de alta resistência é mostrada na figura 2.9.

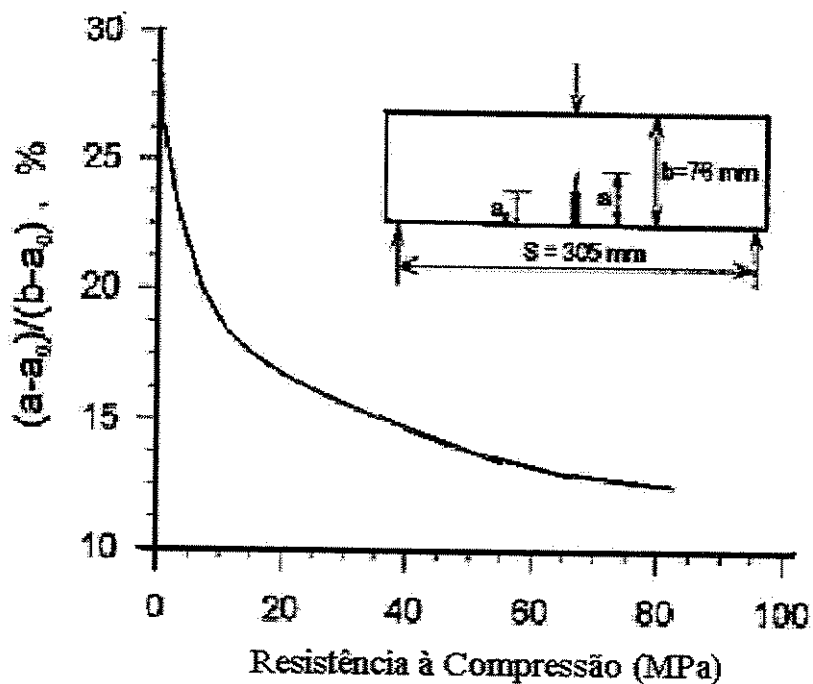


Figura 2-9 Efeito da resistência à compressão na extensão da fissura

Fonte: Surendra P.Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

2.6.5 Métodos de ensaios para determinar as propriedades de fratura do concreto - Modo I

Três projetos de recomendações para medir os parâmetros de fratura do concreto foram propostos pelo comitê da RILEM sobre mecânica de fratura do concreto (Comitê 50-FMC e TC89-FMT) foram os primeiros apresentados. Esses três projetos de recomendações são baseados no modelo de fissuras fictícias de Hillerborg et al., o modelo de fratura de dois parâmetros de Jenq e Shah, e o modelo efeito de escala de Bazant et al., respectivamente.

2.6.6 Método da RILEM de HILLERBORG ET AL., G_F

A RILEM, Technical Committee 50-FMC (1985) recomenda medir a energia de fratura do material G_F usando a viga de flexão em três pontos. Esse método é baseado no modelo de fissura fictícia de HILLERBORG et al (1976). Foi observado que o modelo de fissura fictícia inclui três parâmetros de fratura: a energia de fratura G_F , a resistência à tração do material f_t , e o deslocamento de separação da fissura crítico w_c . Contudo, o projeto de recomendação do ensaio prevê somente a determinação de G_F .

A flexão da viga em três pontos mostrada na figura 2.10a foi recomendada para ser usada. O tamanho da viga depende da dimensão máxima característica do agregado, d_a . A altura do entalhe é igual à metade da altura da viga ± 5 mm, e a largura do entalhe na ponta deve ser menor do que 10 mm. É recomendado que o entalhe seja serrado ou cortado sob condições úmidas no mínimo um dia antes do ensaio. Durante o período de cura a temperatura ambiente será de $20 \pm 2^\circ$ C. Depois da retirada do molde, a viga será armazenada em água saturada com cal até 30 minutos antes do ensaio. O arranjo do suporte e carregamento é tal que a força atuante na viga é estaticamente determinada, tal como mostra a figura 2-10a.

O teste é executado com uma taxa de deformação aproximadamente constante, que permita que a carga máxima seja alcançada entre 30 e 60 s depois do início do teste. Um gráfico entre a carga e o deslocamento deve ser registrado durante o ensaio. A deformação pode ser medida com uma exatidão de no mínimo 0,01mm, e a carga pode ser medida com uma exatidão de 2% do

valor máximo da carga de ensaio. A deformação não elástica no suporte e no ponto de carregamento é normalmente desprezada.

A fim de se obter uma curva completa carga–deslocamento, é recomendada uma máquina de ensaio servo hidráulica com ciclo fechado (“closed-loop”). Por outro lado, a máquina de ensaio deve ter rigidez para se obter a parte de amolecimento da curva de uma maneira estável.

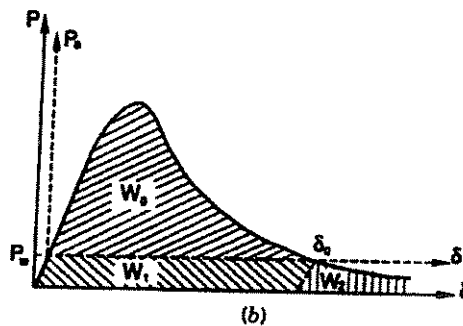
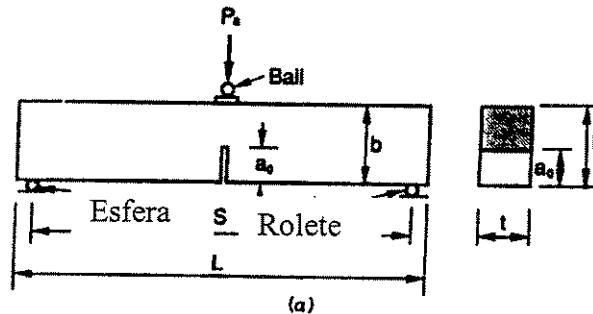


Figure 2.10 Determinação da energia de fratura G_F baseado na RILEM: (a) viga à flexão em três pontos (b) curva carga-deslocamento para avaliação da energia de fratura.

Fonte: Surendra P.Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang(1995)

2.6.7 Resultados do ensaio e cálculos

Com base na carga obtida e no gráfico carga - deslocamento, a energia de fratura G_F pode ser calculada. Visto que o peso próprio da viga tem um efeito apreciável no ensaio de acordo com a figura 2.10a, sua influência no valor de G_F pode ser estimada como mostra PETERSON (1981) *apud* SHAH, et al. (1995). O peso da viga entre suportes é igual a $Sbt\rho g$, onde S , b , e t

representam o vão, a altura, e a espessura da viga, respectivamente, ρ é a densidade do concreto, e g é a aceleração da gravidade e seu valor é igual a $9,8 \text{ m/s}^2$.

A influência do peso próprio pode ser representada por uma força equivalente adicional P_w que fornece a mesma quantidade de energia baseada na curva carga-deslocamento, como na figura 2.10b. Entretanto, a carga total P na viga é representada por $P = P_w + P_a$, onde P_a é a carga aplicada pela máquina de ensaio, com a condição que a carga e deslocamento são ambos para baixo. É notado que o peso do equipamento de ensaio para a distribuição de carga sustentada pela viga deve também ser incluído em P_w . A energia absorvida pela viga é representada pela área sob a curva carga-deslocamento, $P \times \delta$, mostrada na figura 2.10b, δ é o ponto de deslocamento da carga. No ensaio, contudo, somente a curva $P_a \times \delta$ pode ser medida. O deslocamento correspondente a $P_a = 0$ é chamado δ_0 . A área total sob a curva $P \times \delta$ é chamada de W , que pode ser dividida em três partes, W_0 , W_1 e W_2 como mostrado na figura 2. 10b. Aqui W_0 é a área medida na curva $P_a \times \delta$, e $W_1 = P_w \times \delta_0$. Assim, ambos os valores de W_0 e W_1 podem ser determinado da medida da curva $P_a \times \delta$. Foi demonstrados por PETERSSON (1981), SWARTZ e YAP (1988) *apud* SHAH et al (1995), que o valor de W_2 é aproximadamente igual ao valor de W_1 . Entretanto, a energia de fratura total da viga, W_t , é dada por:

$$W_t = W_0 + 2P_w \cdot \delta_0 \quad (2.15)$$

Supondo que a absorção da energia, acontece na zona de fratura, a energia de fratura por unidade de área projetada pode ser calculada por:

$$G_F = \frac{W_t}{(b - a_0) \cdot t} = \frac{W_0 + 2 \cdot P_w \cdot \delta_0}{(b - a_0) \cdot t} \quad (2.16)$$

A suposição de que a absorção de energia acontece somente na zona de fratura implica que toda deformação fora dessa zona é simplesmente elástica. Isto pode ser aproximadamente verdadeiro se as tensões são baixas na maior parte da viga.

2.6.8 Método da Rilem de Jenq e Shah, K_{Ic}^S e $CTOD_C$

Sobre a mecânica da fratura do concreto, o comitê técnico 89-FMT da RILEM propôs em 1990 uma recomendação para medir os parâmetros de fratura do material K_{Ic}^S e $CTOD_C$, usando flexão em três pontos.

Este método é baseado no modelo de fratura de dois parâmetros de JENQ; SHAH (1985). É recomendada a flexão da viga em três pontos com $S/b= 4$, como mostra a figura 2.11a. O tamanho da viga depende da dimensão máxima característica do agregado “ d_a ” de acordo com a tabela 2-2.

TABELA 2-2 TAMANHOS DE VIGAS PARA MEDIDAS DE K_{Ic} E $CTOD_C$

DMC d_a (mm)	Altura, b (mm)	Largura, t (mm)	Comprimento, L (mm)	Vão livre, S (mm)
1,0-25	150 ± 5	80 ± 5	700 ± 10	600 ± 5
25,1-50	250 ± 5	150 ± 5	1.100 ± 10	1.000 ± 5

A razão altura/entalhe inicial igual a 1/3, e a largura do entalhe menor do que 5mm. Depois da moldagem, a amostra deve ser coberta com a anagem úmida ou permanecer em cura em câmara úmida com 100% de umidade relativa a $23 \pm 2^\circ$ C para as primeiras 24 h. No segundo dia, todas as amostras podem ser transferidas para a câmara úmida até (4) quatro dias antes do teste. Um mínimo de quatro amostras é necessário para cada tipo de material.

Uma máquina de ensaio com ciclo fechado e com o **CMOD** como sinal de realimentação e uma máquina relativamente rígida são necessários para permitir uma ruptura estável. O CMOD e a carga aplicada serão anotados continuamente durante o ensaio. Um transdutor indutor de deslocamento do tipo (“clip gage”) é recomendado para medir o CMOD. Contudo, se não existe um “clip gage” disponível pode ser usado um do tipo LVDT como substituto. A taxa de carregamento será controlada por um taxa constante de incremento de CMOD até que a carga máxima seja alcançada em cinco (5) minutos.

A viga será carregada monotonicamente até a carga máxima. A carga aplicada é então manualmente reduzida a 95% da carga máxima depois da mesma ter sido ultrapassada figura. 2.11b. Quando a carga aplicada é reduzida a zero, o recarregamento pode ser aplicado. A taxa de recarregamento e descarregamento pode não ser a mesma da taxa de carregamento inicial. O ciclo de carregamento e descarregamento pode terminar em cerca de um minuto.

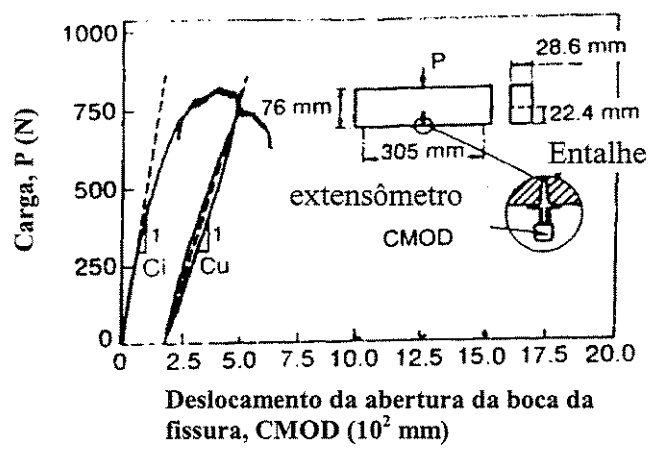
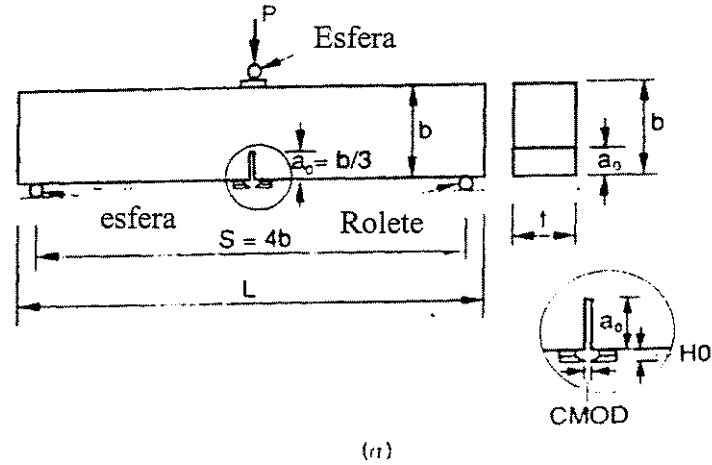


Figura 2.11 Determinação de K_{Ic} e $CTOD_c$ de acordo com a recomendação da RLILEM (a) configuração do teste e geometria da amostra (b) curva carga- CMOD. Fonte: Surendra P.Shah, Stuart E. Swartz e Chengsheng Ouyang (1995)

2.6.9 Resultados dos ensaios e cálculos

Uma curva típica CARGA – CMOD com ciclos de carregamentos – descarregamentos é mostrada na figura 2.11b. O módulo de elasticidade E , o fator de intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S , e o deslocamento da abertura da ponta da fissura crítico (CTOD_c), podem ser determinados da curva CARGA-CMOD como abaixo:

Módulo de elasticidade:

$$E = \frac{6 \cdot S \cdot a_0 \cdot g_2(\alpha_0)}{C_i \cdot b^2 \cdot t} \quad (2.17)$$

Onde C_i é a flexibilidade inicial calculada na curva carga \times CMOD, como mostrado na figura 2.11.

b , e a função geométrica, $g_2(\alpha_0)$ é calculada como:

$$g_2(\alpha_0) = 0,76 - 2,28 \cdot \alpha_0 + 3,87 \alpha_0^2 - 2,04 \alpha_0^3 + \frac{0,66}{(1 - \alpha_0)^2} \quad (2.18)$$

Onde:

$\alpha_0 = (a_0 + HO) / (b + HO)$ e S , a_0 , HO , b , e t são definidos na figura 2.11a.

Um comprimento de fissura elástico efetivo crítico a_c pode ser definido de tal maneira que ele resulte em uma flexibilidade de descarregamento C_u dentro de 95% da carga máxima baseada na MFEL. Então, usando isto, o módulo de elasticidade E pode também ser calculado por:

$$E = \frac{6 \cdot S \cdot a_c \cdot g_2(\alpha_c)}{C_u \cdot b^2 \cdot t} \quad (2.19)$$

Onde C_u é o valor da flexibilidade no descarregamento dentro de 95% da carga de pico calculada na curva carga \times CMOD, como mostrado na figura 2.11-b. A função geométrica $g_2(\alpha_c)$ é dada pela equação (2.18) mas $\alpha_c = (a_c + H_0)/(b + H_0)$, pode ser usado no lugar de α_0 .

Pelas equações (2.17) e (2.19), o valor do comprimento da fissura elástica efetiva crítica a_c para a viga ensaiada pode ser resolvido. Isto resulta em:

$$a_c = a_0 \frac{C_u}{C_i} \cdot \frac{g_2(\alpha_0)}{g_2(\alpha_c)} \quad (2.20)$$

Isto pode ser resolvido até certo ponto facilmente por tentativas. Assim o fator de intensidade de tensão é calculado usando a equação:

$$K^S I_c = 3 \cdot (P_c + 0,5 \cdot W_h) \frac{S \sqrt{\pi a_c} \cdot g_1(a_c/b)}{2 \cdot b^2 \cdot t} \quad (2.21)$$

Onde P_c é a carga máxima, $W_{ho}S/L$, W_{ho} é o peso próprio da viga e,

$$g_1(a_c/b) = \frac{1,99 - (a_c/b) \cdot (1 - a_c/b) \left[2,15 - 3,93 a_c/b + 2,70 (a_c/b)^2 \right]}{\sqrt{\pi} (1 + 2 a_c/b) \cdot (1 - a_c/b)^{3/2}} \quad (2.22)$$

O deslocamento de abertura da ponta da fissura crítico é então calculado usando a equação:

$$CTOD_c = \frac{6 \cdot (P_c + 0,5 \cdot W_h) S \cdot a_c \cdot g_2(a_c/b)}{E \cdot b^2 \cdot t} \left[(1 - \beta_0)^2 + \left(1,081 - 1,149 \frac{a_c}{b} \right) (\beta_0 - \beta_0^2) \right]^{1/2} \quad (2.23)$$

Onde $\beta_0 = \frac{a_0}{a_c}$ e $g_2 = (a_c/b)$ é baseado na Equação (2.18) mas α_0 pode ser substituído por a_c/b .

MOAVENZADEH & KUGUEL (1969) mostraram em seus estudos que o trabalho de fratura da pasta aumenta com a introdução de partículas sólidas. Este aumento é atribuído à multiplicidade de crescimento das fissuras durante o processo de fratura na amostra de concreto. Pesquisadores subseqüentes estudaram os efeitos de vários parâmetros sobre K_{Ic} (fator de intensidade de tensão crítico), G_c (taxa crítica de liberação de energia) e γ (energia de fratura de superfície). Estudos experimentais indicam que a tenacidade à fratura aumenta com o aumento do volume de agregado, tamanho, forma e textura de superfície do agregado, fator água/cimento e grau de hidratação.

NALLATHAMBI et al (1984), estudando os efeitos da amostra e tamanhos das fissuras, relação água/cimento e textura do agregado graúdo sobre a tenacidade à fratura do concreto, concluíram que o método de energia parece ser o mais apropriado para determinar a tenacidade à fratura do concreto do que o método da ASTM baseado em tensões, porque ele melhor aproxima o processo de dissipação de energia e consumo. A inclusão do agregado graúdo no concreto diminui a tensão de iniciação da fissura e aumenta seu comportamento não linear carga-deflexão pelo aumento de sua ductilidade. A não linearidade do comportamento carga-deflexão depende do número de micro-fissuras e fissuras de aderência presentes na zona de fratura, sendo as fissuras de ligações as mais significativas. A formação das fissuras de aderência é afetada pela textura e angularidade do agregado graúdo. Quando o tamanho do agregado graúdo aumenta, a tenacidade à fratura também aumenta devido ao aumento de resistência ao crescimento da fissura. A tenacidade à fratura depende do volume da zona de fratura através das dimensões da amostra. Um dos problemas encontrados nas primeiras pesquisas foi o fato de que o valor da tenacidade à fratura, ao invés de ser uma propriedade do material, foi fortemente influenciado pelo tamanho do corpo-de-prova testado.

GIACCIO, ROCCO ; ZERBINO (1993), utilizando as recomendações do Comitê 50 - FMC da RILEM, para uma larga faixa de concreto de alta-resistência, concluíram que a energia de fratura depende do tamanho do agregado; aumenta quando a resistência do concreto aumenta mesmo para concretos de alta resistência. Contudo com a resistência à tração os incrementos na energia de fratura diminuem com o nível de acréscimos de resistência.

Já é bem conhecido que as fissuras que se desenvolvem no concreto quando carregados até a ruptura são afetados pelas partículas dos agregados, particularmente pelo agregado graúdo. Por causa das diferenças de energia entre a matriz hidratada de cimento e as partículas de agregados, os detalhes dos caminhos das fissuras são importantes para determinar a energia de fratura do concreto BENTUR (1996). Já é bem divulgado na literatura técnica que, nos concretos normais e argamassas, as fissuras tendem a se desenvolver em volta dos agregados. Para concretos de alta-resistência algumas fissuras se propagam através das partículas dos agregados.

ZOLLINGER, TANG & YOO (1993), usando a lei do tamanho efeito determinaram os parâmetros de fratura K_{Ic} e c_f de concreto na primeira idade. Quatorze tipos de concretos de agregados graúdos diferentes foram testados nas primeiras idades e concluíram que os valores de K_{Ic} e c_f aumentam com a idade do concreto. Concretos mais novos são mais quebradiços do que a 28 dias, com isso a mecânica da fratura elástica linear pode ser aplicada. Os valores de K_{Ic} e c_f do concreto nas primeiras idades podem ser usados como critério para avaliar a qualidade do concreto, especialmente quando as fissuras nos concretos nas primeiras idades são controladas. Muitos testes são necessários para identificar fatores tais como tamanho de agregados, fator água/cimento, que afetam esses parâmetros.

Segundo HILLERBORG (1985), existem situações na prática de engenharia que tanto a resistência à tração como a tenacidade são de particular importância como por exemplo, barras deformadas, forças de cisalhamento em lajes, vigas e tubos não reforçados. Em todos esses casos a segurança da estrutura depende da tenacidade do concreto, e se o concreto possui baixos níveis tenacidade seria virtualmente impossível fazer uma estrutura de concreto segura.

STRANGE ; BRYANT(1979), estudando o papel do agregado na fratura do concreto concluíram que as fissuras produzidas em uma matriz com agregado produzem tensões mais baixas do que uma matriz sem agregado. Também concluíram que as partículas de agregado impedem o crescimento das fissuras da matriz.

AMPARANO et al (2000), utilizando o ensaio de flexão em três pontos para determinar a influência da quantidade de agregado sobre a propriedade de fratura do concreto usando o

método do efeito escala, em que o comportamento do concreto é caracterizado pela energia de fratura G_f e pela zona de processo de fratura efetivo e_f , concluiu que as propriedades do concreto dependem fortemente da quantidade total de agregado e da relação de volume entre o agregado graúdo e miúdo. Os resultados mostram que com o aumento da fração de volume do agregado, a resistência à compressão do concreto diminui. A possível explicação para esse resultado é baseada na zona de transição da interface em torno do agregado, que é considerado a zona mais fraca no concreto. Com mais agregado adicionado na mistura de concreto, mais interfaces são formadas no concreto endurecido. O agregado adicionado fortalece o compósito, e a interface associada fica debilitada. Esses dois efeitos opostos compensam um ao outro, e a combinação deles leva ao declínio da resistência. Por outro lado, o aumento da quantidade de agregado reduz a trabalhabilidade de uma mistura de concreto e assim reduz a resistência.

Segundo AMPARANO et al (2000), o ensaio de flexão em três pontos em vigas entalhadas é o método mais utilizado para determinar a energia de fratura do concreto (G_f). Como existe a influência do efeito tamanho nos resultados, a sua validade é duvidosa. A análise teórica mostra que o efeito tamanho é causado principalmente pela imprecisão no uso da fórmula para o cálculo da energia de fratura, mas não devido à deficiência do método de ensaio.

Segundo JUESHI & HUI(1997) a principal razão do efeito tamanho em G_f é a não consideração da influência do peso próprio. Qualquer que seja o método usado, a influência do peso próprio não é considerado; contudo, a influência do peso próprio na flexão em três pontos é mais fácil de calcular.

A energia de fratura G_f usada na mecânica da fratura do concreto e rocha descende do conceito de energia de fratura específica, e é definida como a energia para criar uma área unitária de superfície de fratura. A viga a ser ensaiada é dotada de um entalhe prévio, reto e central, solicitada por uma taxa de carregamento constante e crescente, até a ruptura, obtendo-se do ensaio, o gráfico carga x deslocamento. Uma outra maneira de se determinar a tenacidade à fratura (K_{Ic}) do concreto é através de ensaio de tração com velocidade controlada com corpos-de-prova cilíndricos com entalhe em V.

PLANAS e ELICES(1991) *apud* SHAH et al. (1995) compararam o modelo de fissura fictícia de Hillerrborg (G_F), o modelo de efeito escala de Bazant (G_f) e o modelo de dois parâmetros de Jenq e Shah (G_{Ic}^S). Em seus estudos obtiveram como resultado, para os parâmetros dos materiais selecionados que $G_f = 0,52 G_F$ e $G_{Ic}^S = 0,48 G_F$ quando d (altura da viga) aproxima-se do infinito. Os valores de G_f e G_{Ic}^S são comparáveis. Contudo, o valor de G_F é aproximadamente duas vezes maior que os valores de G_f e G_{Ic}^S . Eles também observaram que G_f e G_{Ic}^S são a taxa de energia de deformação necessária para estender a fissura além de um dado ponto. Por outro lado, G_F é a energia por unidade de área para separar completamente o material na fratura.

Capítulo 3

Materiais e Métodos

A fim de investigar a relação entre a resistência à compressão, resistência à flexão e a energia de fratura de concretos convencionais e de alta resistência feitos com diferentes tipos, tamanhos e consumos de agregados graúdos por metro cúbico de concreto, em concreto de resistência moderada e de alta resistência foram selecionados diferentes proporções de concreto utilizando como agregados graúdos o basalto e o granito. As relações água/ materiais cimentícios foram de 0,35 para o concreto de alta resistência (CAR) e 0,50 para o concreto de resistência moderada (CRM). Foram feitas 16 misturas e realizados 192 ensaios mecânicos e de fratura, medindo a resistência à compressão, resistência à tração na flexão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de deformação, tenacidade e energia de fratura do concreto.

3.1 Materiais

3.1.1 Cimento: O cimento utilizado nesta pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência Inicial CPV-ARI, cujas características químicas, físicas e mecânicas preenchem os requisitos exigidos pela norma NBR-5733/91. O cimento usado era comprovadamente novo, de modo que suas propriedades originais não estivessem alteradas, foram tomados todos os cuidados, de acordo com a norma, de modo que fosse evitado o máximo possível, sua hidratação pelo contacto com a umidade do ar. As propriedades do cimento estão mostradas na tabela 3.1 e foram fornecidas pelo fabricante.

TABELA 3.1- CIMENTO PORTLAND DE ALTA RESISTÊNCIA INICIAL CP V – ARI

Composição Química	
SiO ₂	19,45%
Al ₂ O ₃	4,86%
Fe ₂ O ₃	3,12%
CaO	64,44%
MgO	0,62%
SO ₃	2,94%
K ₂ O	0,70%
Perda ao fogo	2,92%
Características Físicas	
Finura(Blaine)	461,80 m ² /kg
Início de Pega	138 min.
Fim de Pega	200 min.
Características Mecânicas	
Resistência à Compressão	
1 dia	29,20 MPa
3 dias	42,60 MPa
7 dias	46,90 MPa
28 dias	56,10 MPa

3.1.2 Silica ativa: A sílica utilizada é importada e proveniente de um mesmo lote de produção disponível no mercado em forma de pó. Suas características químicas e físicas fornecidas pelo fabricante são as seguintes: teor mínimo de sílica amorfa 85%, perda ao fogo máxima de 6%, diâmetro médio das partículas 0,15µm, teor de umidade máximo 3% superfície específica 20 m²/g, massa específica 2,20g/cm³

3.1.3 Agregado miúdo: Foi utilizada areia de rio adquirida no comércio local (Campinas-SP), figura 3.1, com massa específica 2,61g/cm³ determinado de acordo com a NBR 9776/86, módulo de finura 2,38. A composição granulométrica foi executada atendendo as recomendações da NBR 7217/87 e encontra-se dentro dos limites das especificações. A tabela 3.2 e o anexo G apresentam os resultados da análise e a curva granulométrica respectiva.

TABELA 3.2- COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO MIÚDO

Abertura das Peneiras (mm)	Peso retido (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida Acumulada (%)
6,3	5,10	0	0
4,8	7,30	1	1
2,4	23,50	2	3
1,2	96,00	10	13
0,6	316,40	32	45
0,3	346,00	35	80
0,15	161,80	16	96
Fundo	43,90	4	100
Total	1000		
Dimensão Max. Característica (DMC)	4,8mm		
Módulo de finura	2,38		
Gradação NBR7217	Fina		

3.1.4 Agregado graúdo: Foram usados dois tipos de agregados, um de origem basáltica e o outro de origem granítica, figura 3.1, disponível comercialmente, com dimensão máxima característica (DMC) de 19mm e 9,5mm respectivamente. A caracterização dos agregados graúdos consta das tabelas 3.3 e 3.4, a massa específica, absorção e massa unitária (MU) do agregado no estado solto foram calculadas de acordo com a NBR 9937/87 e NBR7251/82 respectivamente. A análise granulométrica foi executada de acordo com a NBR-7217 e encontra-se dentro dos limites especificado pela NBR-7211. Todos os agregados foram lavados e secos ao ar. O anexo G apresenta as respectivas curvas granulométricas dos agregados graúdos.

TABELA 3.3 - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO GRAÚDO

Material Basalto: **DMC=19mm**

Abertura das Peneiras (mm)	Massa Retida (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem Retida Acumulada (%)
76			
50			
38			
25			
19	26,00	1	1
12,5	2556,80	50	51
9,5	925,30	19	70
6,3	1158,50	23	93
4,8	252,80	5	98
Fundo	80,60	2	100
Total	5000		669
DMC (mm)	19		
Módulo de finura	6,69		

Material Basalto: **DMC=9,5 mm**

Aberturas da Peneiras (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida Acumulada (%)
76			
50			
38			
25			
19			
12,5			
9,5	0	0	0
6,3	1951,40	39	39
4,8	2223,40	44	83
Fundo	825,20	17	100
Total	5000	100	583
DMC (mm)	9,5		
Módulo de finura	5,83		

TABELA 3.3 - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO GRAÚDO
(CONTINUAÇÃO)

Material Granito DMC= 19 mm

Aberturas da Peneiras (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida Acumulada (%)
76			
50			
38			
25			
19	0	0	0
12,5	1550,70	31	31
9,5	1139,80	23	54
6,3	1875,10	37	91
4,8	390,00	8	99
Fundo	44,40	1	100
Total	5000	100	653
DMC (mm)	19		
Módulo de finura	6,53		

Granito DMC= 9,5 mm

Aberturas da Peneiras (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida Acumulada (%)
76			
50			
38			
25			
19			
12,5			
9,5	7,20	0	0
6,3	1488,50	30	30
4,8	2460,30	49	79
Fundo	1044,00	21	100
Total	5000	100	579
DMC	9,5(mm)		
Módulo de finura	5,79		

TABELA 3.4 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS AGREGADOS GRAÚDOS

Tipo de Rocha	Basalto	Granito
Massa específica (g/cm ³)	2,98	2,60
Massa unitária (19mm)	1,54	1,40
Massa unitária (9.5mm)	1,45	1,35
Absorção (%)	0,02	0,50

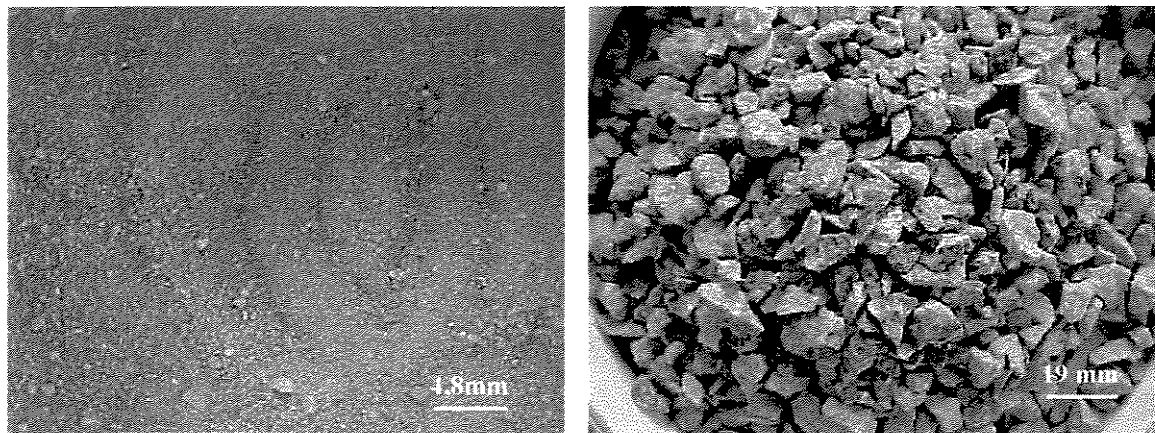


Figura 3.1. Amostra da areia e agregado graúdo (granito), utilizados nas misturas.

3.1.5 Aditivos superplastificantes: Para as misturas de concreto de resistência normal foi utilizado o superplastificante Reax - 3000 com teor de sólidos de 27% e para as misturas de concreto de alta resistência foi utilizado um superplastificante de 3^a geração, base química de policarboxilatos, teor de sólidos de 28,5%, densidade variando de 1,076 a 1,107 g/cm³ de acordo com o manual do fabricante.

3.2 Concreto e proporções das misturas

Para investigar os efeitos do tipo de agregado, tamanho e consumo na resistência do concreto e na energia de fratura dos (CAR) e (CRM) foram executadas dezesseis misturas de concreto, sendo oito misturas para concretos de alta resistência e oito para CRM. Nas misturas de concreto de resistência moderada, não foi utilizada sílica ativa. Para concretos de resistência moderada (CRM) a quantidade de cimento utilizada na mistura foi de 325 kg/m³ e relação água/cimento de 0,50, enquanto para o concreto de alta resistência (CAR) a relação água/materiais cimentícios foi de 0,35 foi utilizado um teor fixo de sílica ativa de 10% da massa

do cimento e a quantidade de cimento foi de 400 kg/m^3 . Foram executadas quatro misturas com dimensão máxima característica (DMC) de 19mm, duas de basalto e duas de granito com teores de agregado graúdo diferentes e quatro misturas com DMC de 9,5mm duas para cada tipo de agregado com os respectivos teores diferentes de agregado graúdo no traço. As misturas foram codificadas de modo que AR e RM significassem alta resistência e resistência moderada, as letras B e G designam os agregados graúdos basalto e granito respectivamente, o número colocado depois da letra indica o diâmetro máximo dos agregados, as letras minúsculas a e b mostra o teor elevado e baixo de brita no traço:

AR-B19-a: Concreto de alta resistência, agregado graúdo basalto com DMC de 19 mm, com elevado teor de brita no traço.

AR-B19-b: Concreto de alta resistência, agregado graúdo basalto com DMC de 19 mm, com baixo teor de brita no traço.

AR-B9, 5-a e b: Concreto de alta resistência, agregado graúdo basalto com DMC de 9,5 mm, com elevado ou baixo teor de brita no traço.

AR-G19-a e b: Concreto de alta resistência, agregado graúdo granito com DMC de 19 mm, com elevado ou baixo teor de brita no traço.

AR-G9, 5-a e b Concreto de alta resistência, granito, com DMC de 9,5 mm com elevado ou baixo teor de brita no traço.

RM-B19-a ou b: concreto de resistência moderada, basalto DMC 19 mm, com elevado ou baixo teor de brita no traço.

RM-B9, 5-a ou b: concreto de resistência moderada, basalto DMC 9,5mm, com elevado ou baixo teor de brita no traço.

RM-G19-a ou b: concreto de resistência moderada, granito, DMC 19 mm, com elevado ou baixo teor de brita no traço.

RM-G9, 5-a ou b: concreto de resistência moderada, granito, DMC 9,5 mm, com elevado ou baixo teor de brita no traço.

3.3 Produção, preparo do corpo – de - prova, cura e ensaios das amostras.

Os materiais foram misturados em betoneira de eixo inclinado, com capacidade de produção 150 litros. Foram colocados na seguinte ordem e mantidas constantes para todas as misturas: 100% de brita mais 20% de água, 100% de cimento e sílica ativa no CAR e mais 30% de água, 80% de aditivo mais 50% de água, 100% de areia, 20% de aditivo. O tempo médio de mistura foi de 3 min.

A caracterização da trabalhabilidade do concreto fresco foi de 30 e 50 mm de abatimento para os CAR e CRM respectivamente, medido pelo ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone de acordo com a NBR-7223/82 a massa específica foi determinada pela NBR 9833/87. As proporções das misturas, abatimento e massa específica são mostradas na Tabela 3.5.

TABELA 3.5 - PROPORÇÕES DAS MISTURAS DE CAR E CRM

Mistura	a/(c+s)	Água kg/m ³	Cimento kg/m ³	S.A kg/m ³	S.P l/m ³	Areia kg/m ³	Brita kg/m ³	M.U kg/m ³	Abatimento mm
AR-B19-a	0,35	154	400	40	5,4	780	1212	2554	30
AR-B19- b	0,35	154	400	40	“	922	1070	2554	“
AR-B9,5-a	0,35	154	400	40	“	780	1212		“
AR-B 9,5-b	0,35	154	400	40	“	922	1070		“
AR-G19- a	0,35	154	400	40	“	780	1212		“
AR-G19-b	0,35	154	400	40	“	922	1070		“
AR-G 9,5-a	0,35	154	400	40	“	780	1212		“
AR-G 9,5-b	0,30	154	400	40	“	922	1070	2554	“
RM-B19-a	0,50	162,5	325		4,3	762	1182	2433	50
RM-B19-b	0,50	162,5	325	“	“	900	1044	2433	50
RM-B9,5-a	0,50	162,5	325	“	“	762	1182	“	“
RM-B9,5-b	0,50	162,5	325	“	“	900	1044	“	“
RM-G19-a	0,50	162,5	325	“	“	762	1182	“	“
RM-G19-b	0,50	162,5	325	“	“	900	1044	“	“
RM-G9,5- a	0,50	162,5	325	“	“	762	1182	“	“
RM-G 9,5-b	0,50	162,5	325	“	“	900	1044	2433	“

Foram moldados para cada mistura seis corpos - de - prova cilíndricos de 100 x 200 mm, para determinação da resistência à compressão axial, à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade e seis corpos de provas de 100 x100 x 450 mm para resistência à tração na flexão e energia de fratura do concreto.

O processo de adensamento adotado foi o de mesa vibratória, seguindo as prescrições da NBR-5738/94, realizado em duas camadas. Após a moldagem, os corpos de provas foram cobertos por uma lona de plástico e mantidos no ambiente do laboratório por aproximadamente vinte e quatro horas. As amostras foram então removidas dos moldes e transferidas para um

tanque de água saturada com cal, localizado em uma câmara semi-úmida onde a umidade relativa era de 90 %. As amostras foram armazenadas até a data de ruptura, sendo retirados uma hora antes do ensaio. Os corpos-de-prova cilíndricos 100 x 200 mm destinados aos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade, foram capeados com pasta de enxofre para os ensaios realizados aos 28 dias. Os procedimentos de preparos dos concretos foram executados de acordo com a NBR-12821 preparação de concreto em laboratório.

3.4 Instrumentação e equipamentos

Para a condução dos ensaios, de compressão axial, diametral e módulo de elasticidade foi utilizada uma máquina de compressão do tipo SOILTEST com capacidade de 1200 kN. Um sistema de aquisição de dados ligado a um microcomputador (sistem-5000) foi instalado para coletar os dados necessários de carga-deformação. As deformações longitudinais foram medidas usando dois extensômetros elétricos de 30 mm de comprimento do tipo KFG-30-120-C1-11 colocados na metade da altura da amostra.

Para proceder aos ensaios de flexão em três pontos em vigas não entalhadas foi empregadas uma prensa de ensaio universal da marca Heckert (WPMA) com capacidade de 400kN.

Para os ensaios das propriedades de fratura foi utilizado um equipamento modelo 810 TestStar -II-MTS com aquisição gráfica de dados acoplada a um microcomputador e célula de carga com capacidade de 100 kN.

Para medida dos deslocamentos da linha de carga foi utilizado um relógio da marca KYOWA DT-10D, precisão de 0,001 mm, acoplado a um sistema de armação do tipo “yoke” conforme detalhe da figura 3.2.

Na boca do entalhe do corpo de prova, foi posicionado um extensômetro do tipo MTS modelo 632.03C.20 de 4mm.

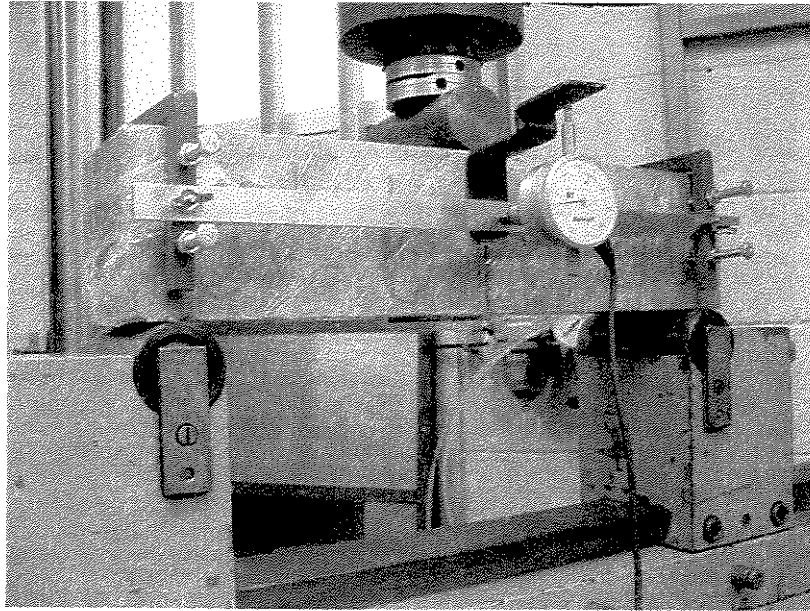


Figura 3.2 Detalhe da armação do Yoke e relógio comparador durante a realização do ensaio

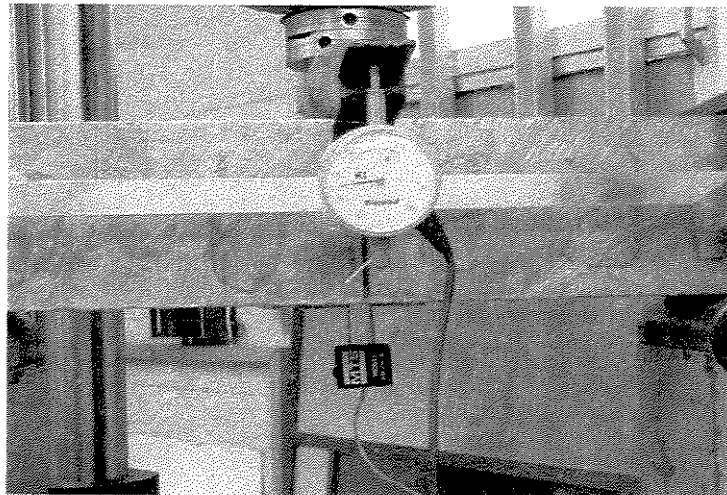


Figura 3.3 Detalhe do posicionamento dos extensômetros

Durante o ensaio, um diagrama da abertura da fissura em função da carga aplicada é traçado na tela do monitor do computador. (figura 3.4)

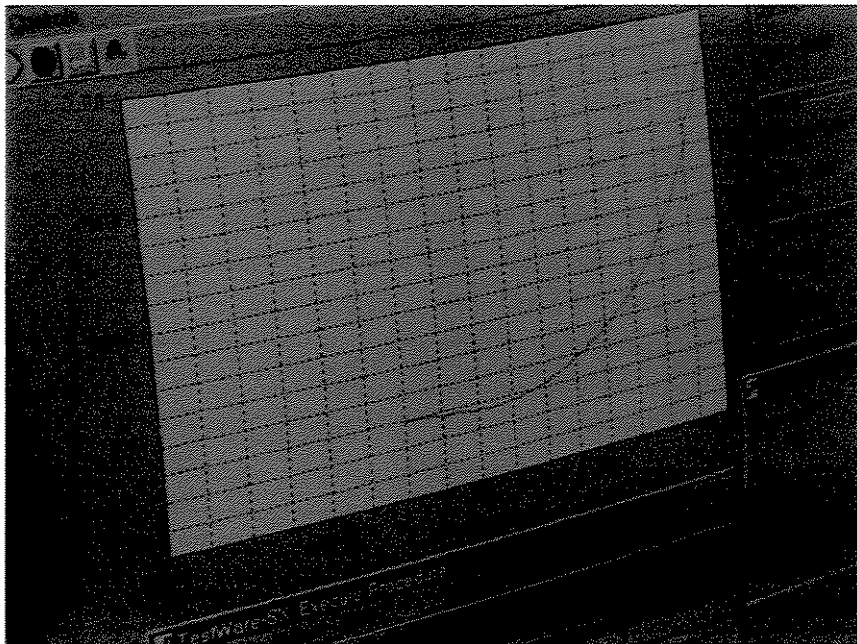


Figura 3.4 Diagrama carga – CMOD traçado no monitor durante o ensaio

3.5 Metodologia

No presente item são descritas a metodologia de obtenção dos corpos de prova, suas dimensões e a forma de condução dos ensaios.

3.5.1 Corpos-de-prova: para determinação da compressão axial, da compressão diametral e de módulo de elasticidade foram moldados para cada mistura seis corpos de prova cilíndricos, em formas metálicas de 100 x 200 mm, conforme estabelecido pela NBR-5738/84.

Para determinação das propriedades de fratura e resistência à tração na flexão, foram moldados para cada mistura, seis corpos de prova prismáticos, em formas de madeira de 100 x 100 x 450 mm. As dimensões das vigas foram ligeiramente diferentes das recomendadas pela RILEM, uma vez que os comprimentos das vigas foram reduzidos de 840 mm para 450mm, por questões econômicas, facilidade de manuseio das amostras e capacidade da prensa disponível

para condução dos ensaios. Um entalhe de aproximadamente 33,3 mm (1/3 da altura da viga) foi introduzido no centro de cada viga por uma serra diamantada de 3 mm de espessura. Essa preparação foi feita na viga, um dia antes do ensaio acarretando uma secagem parcial do corpo de prova.

3.6 Ensaios

Com vistas à obtenção de parâmetros que caracterizassem os concretos, procedeu-se à execução dos seguintes ensaios:

3.6.1 Resistência à compressão axial

A realização deste ensaio procedeu-se de acordo com a NBR-5739(1994), a figura. 3.5 mostra o corpo de prova posicionado na prensa antes da realização do ensaio. Em todos os casos ensaiou-se um mínimo de três corpos-de-prova, para obter-se o valor médio da resistência à compressão. Os corpos-de-prova foram ensaiados aos 28 dias de idade. As tabelas 1A e 2A do anexo A apresenta os resultados dos ensaios, para todas as misturas de alta e moderada resistência, respectivamente.

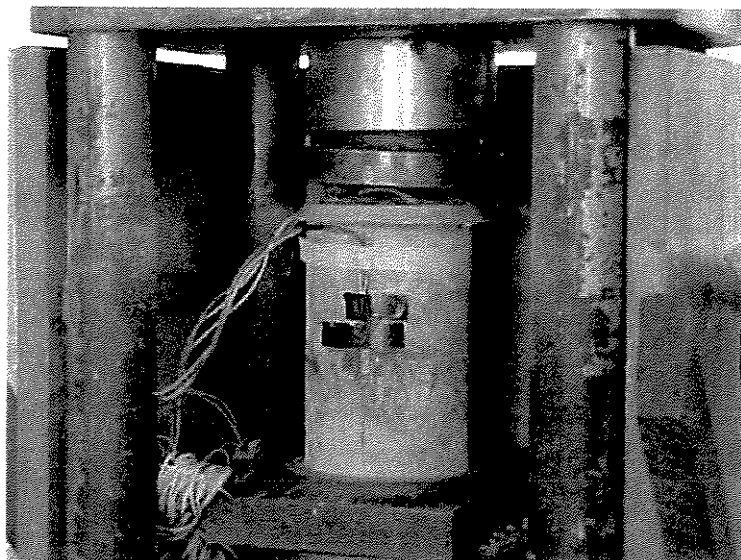


Figura 3.5 Ensaio de resistência à compressão e CP instrumentado.

3.6.2 Resistência à compressão modificada:

Após a realização dos ensaios à flexão em três pontos para determinação do módulo de ruptura e das propriedades de fratura do concreto, foram executados ensaios de compressão nas partes do prisma ensaiado à flexão. Como as extremidades desses prismas permaneceram intactas depois da ruptura foram montados cubos de 100 x 100 x 100 mm aplicando carga por meio de placas quadradas colocadas verticalmente uma sobre a outra com tamanho igual à seção transversal do prisma. Este ensaio é estabelecido pela ASTM C 116-90. Esses ensaios foram realizados aos 28, 92, 94, 100, 107, 140, 163, 165, 170 dias. A figura 3.6 mostra o corpo de prova antes da realização do ensaio. As tabelas de 3A à 6A do anexo A, apresentam os resultados dos ensaios.

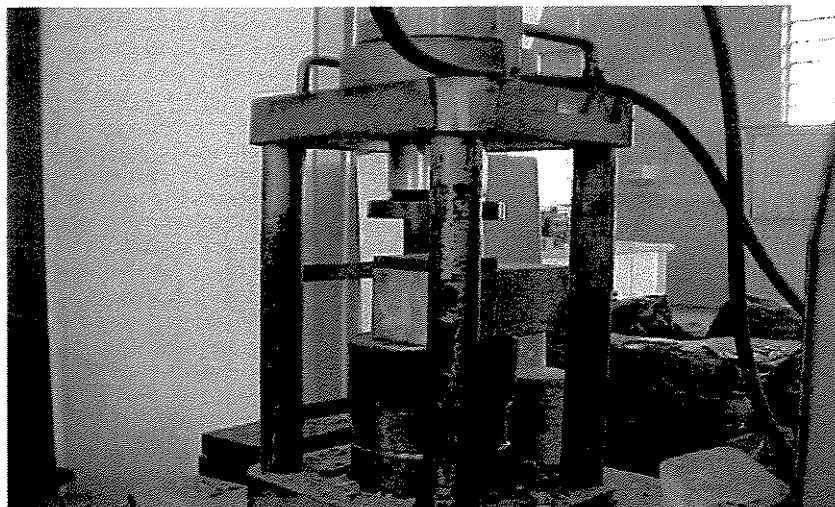


Figura 3.6 Resistência à compressão modificada usando partes de prismas rompidos à flexão.

3.6.3 Ensaio a tração por compressão diametral

Nesse ensaio, um corpo-de-prova cilíndrico de 100 x 200 mm, do mesmo tipo usado no ensaio de compressão, é colocado com o eixo na horizontal entre os pratos da prensa, aplicando-se carga até a ruptura por tração indireta na forma de fendilhamento segundo o plano diametral

vertical. Foram rompidos três corpos-de-prova para se determinar o valor médio da resistência à tração indireta na idade de 28 dias. O ensaio foi realizado de acordo com a NBR-7222. As tabelas 7A e 8 A, do anexo A mostram os resultados, respectivamente, para os concretos de alta e moderada resistência.

3.6.4 Resistência à tração na flexão

Neste ensaio, um prisma de concreto simples de 100 x 100 x 450 mm é submetido à flexão simples, como uma viga, com carregamento central, conforme a ASTM C293-94. Neste ensaio, ocorre ruptura quando é atingida a resistência à tração na borda inferior do prisma sob carga. O vão livre adotado no ensaio foi de 400mm.

A figura 3.7 mostra o detalhe da execução do ensaio antes da ruptura do corpo de prova. Os resultados são apresentados nas tabelas 9 e 10 no anexo A.

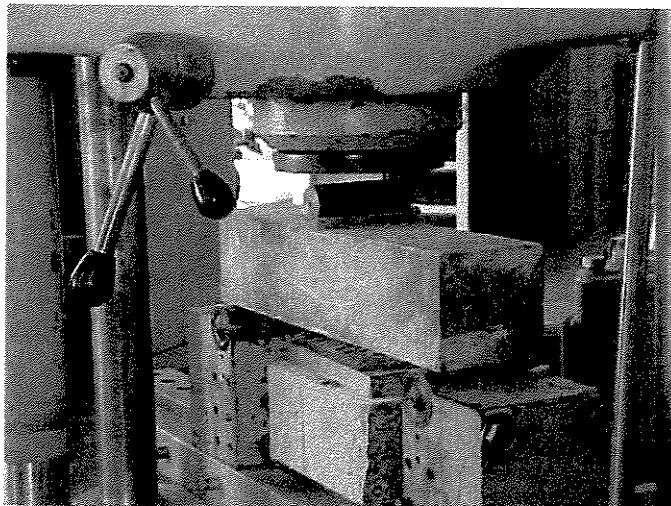


Figura 3.7 Ensaio de Resistência à Tração na Flexão

3.6.5 Módulo de elasticidade

Para determinação do módulo de elasticidade, foram utilizados dois extensômetros elétricos (“strain gage”) acoplados a um aquisitor de dados ligado a um computador. Esses extensômetros fixados paralelamente ao eixo axial na metade da altura dos corpos-de-prova mediam as deformações longitudinais. Os ensaios foram executados segundo os procedimentos preconizados na NBR-8522/84 figura 3.8. As tabelas 11A e 12A do anexo A, apresentam, respectivamente, os módulos de elasticidade secante do concreto de alta e moderada resistências, calculados a partir da curva tensão-deformação axial. No anexo F, estão os gráficos que servem de base para os cálculos.

O módulo de elasticidade do material também foi determinado pelo trecho inicial linear da curva Carga – CMOD (deslocamento de abertura da boca da fissura) no ensaio de flexão em três pontos com viga entalhada no centro do corpo de prova, seguindo a proposta do comitê técnico 89-FMT da RILEM. Os resultados estão apresentados nas tabelas 3B e 4B do anexo B os cálculos foram feitos através do programa do anexo D.

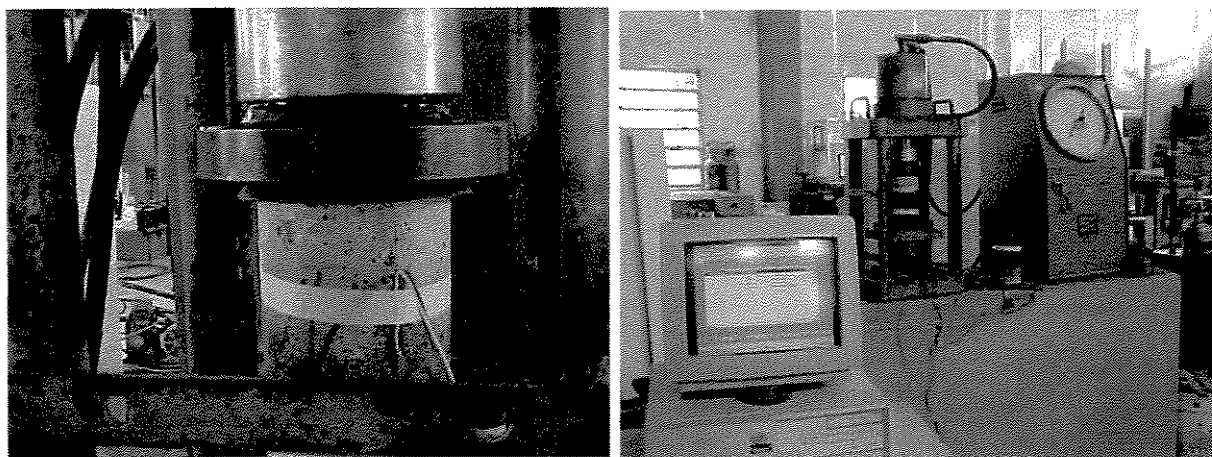


Figura 3.8 Ensaio do Módulo de Elasticidade do concreto na compressão axial

3.6.6 Ensaio de energia de fratura

Três vigas para cada mistura foram ensaiadas na flexão, em três pontos, para determinar a energia de fratura (G_F), módulo de elasticidade, K_{Ic} e $CTOD_c$ (deslocamento de abertura da ponta

da fissura crítico). As duas metades do corpo-de-prova foram usadas para determinar a resistência à compressão na mesma data de ruptura do corpo de prova à flexão.

Os ensaios de flexão em três pontos para a determinação dos parâmetros de fratura foram realizados à temperatura de ambiente (25° C). Após fixar o corpo-de-prova, posiciona-se um extensômetro do tipo “Clip-gage” na fissura do corpo-de-prova e um relógio comparador na armação do “Yoke” figura 3.9. Um outro computador é utilizado para registrar os valores carga-deslocamento. figura 3.10. A energia de fratura, (G_F) tenacidade (K_{Ic}^S) e o deslocamento de abertura na ponta da fissura crítico ($CTOD_c$) foram determinados de acordo com as recomendações da RILEM por meios de Ensaio de flexão em três pontos em vigas entalhadas Figura 3.9. Os tamanhos das vigas ensaiadas neste estudo foram de 450mm. As outras relações ficaram dentro do recomendado pela RILEM, ou seja, vão livre/altura $S/b=4$, relação altura/entalhe inicial 1/3, e a largura do entalhe igual 3mm. Um equipamento trabalhando em ciclo fechado, com o controle do CMOD foi utilizado objetivando assegurar uma propagação estável da fissura. O CMOD e a carga aplicada foram registrados continuamente durante o ensaio. Um transdutor indutor de deslocamento do tipo “Clip-gage” foi utilizado para medir o CMOD. Os deslocamentos da linha de carga foram medidos por meios de um relógio comparador, conforme figura 3.9. A taxa de carregamento foi controlada por uma taxa constante de incremento do CMOD de tal maneira que a duração do ensaio ficasse em torno de seis minutos. Em cada ensaio a amostra foi carregada progressivamente e um ciclo de carregamento-descarregamento foi executado quando a carga diminuía na área pós-pico cerca de 95% da carga máxima. Em seguida o carregamento continuou até a amostra quebrar em duas partes. A taxa do início do deslocamento da abertura da trinca adotada foi de 0,012 mm/min até o descarregamento e recarregamento e de 0,06 mm/min na parte final do ensaio até a ruptura. A duração total de cada ensaio foi de aproximadamente seis minutos. As tabelas do Anexo B apresentam os resultados obtidos da realização dos ensaios à flexão em três pontos em vigas entalhadas utilizando o modelo dos dois parâmetros de acordo com o comitê 89 – FMT sobre mecânica da fratura do concreto da RILEM proposto em 1990.

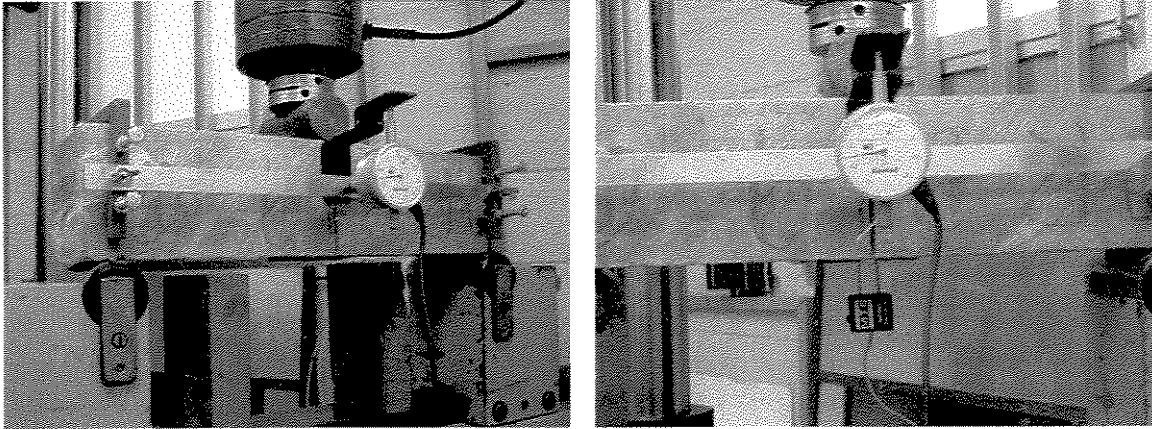


Figura 3.9 Mostra o posicionamento da amostra para a realização do ensaio de fratura

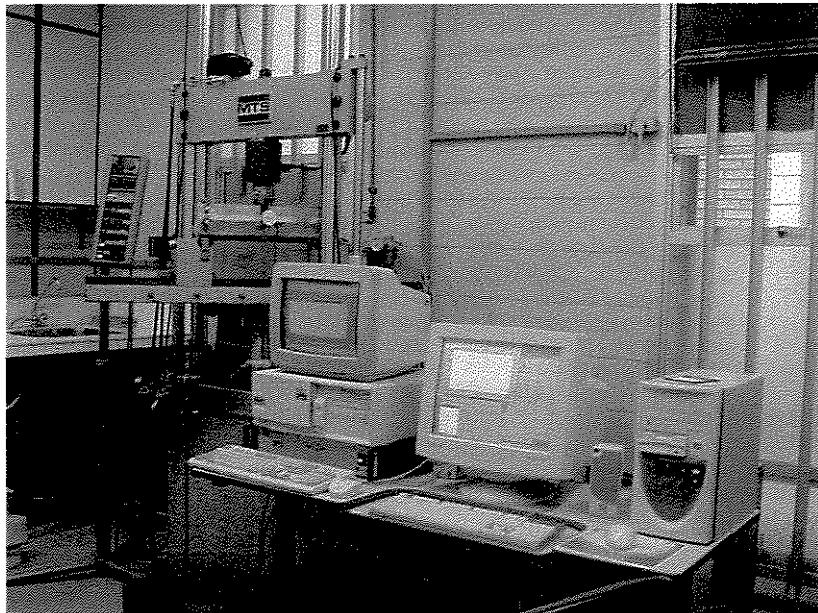


Figura 3.10 Ensaio de flexão em três pontos

3.7 Procedimento de Cálculo

A energia de fratura G_F foi determinada utilizando-se o modelo de fissura fictícia proposto por Hillerborg de acordo com o projeto de recomendação da RILEM TC 50 – FMC.

$$G_F = \frac{W_0 + m \cdot g \cdot \delta_0}{A_{lig}} \quad (3.1)$$

Onde W_0 é a área abaixo da curva (anexo C), $m \cdot g \cdot \delta_0$ é a contribuição do peso da viga, δ_0 é o deslocamento no final da fratura da viga, $m \cdot g$ é o peso entre os suportes, e A_{lig} é área da secção transversal da viga descontando a altura do entalhe [$t(b-a_0)$], figura 3.11.

O módulo de elasticidade E , o fator de intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S e o deslocamento de abertura da ponta da fissura crítico $CTOD_c$ foram determinados da curva carga- CMOD (anexo E) como a seguir:

$$E = \frac{6 \cdot S \cdot a_0 \cdot g_2(\alpha_0)}{C_i \cdot b^2 \cdot t} \quad (3.2)$$

Onde C_i é a flexibilidade inicial calculada da curva carga-CMOD, como mostrado no anexo E, e a função geométrica $g_2(\alpha_0)$ é calculada pela seguinte equação:

$$g_2(\alpha_0) = 0,76 - 2,28\alpha_0 + 3,87\alpha_0^2 - 2,04\alpha_0^3 + \frac{0,66}{(1-\alpha_0)^2} \quad (3.3)$$

Onde $\alpha_0 = \frac{(a_0 + HO)}{(b + HO)}$ e S , a_0 , HO , b , e t são definidos na figura 3.11.

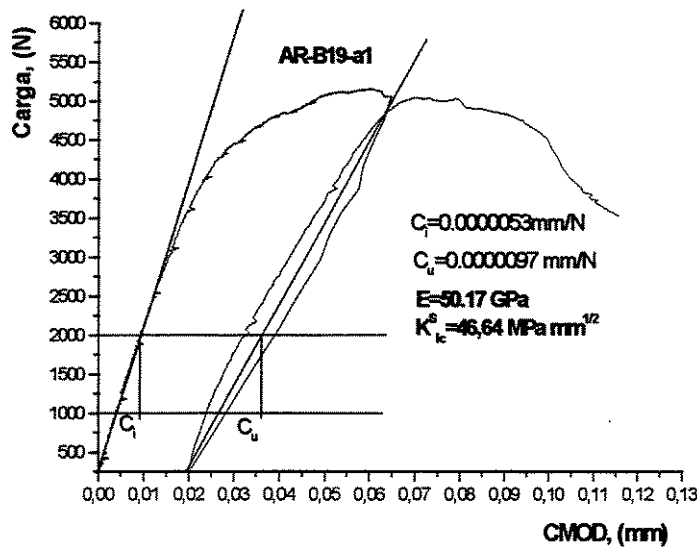
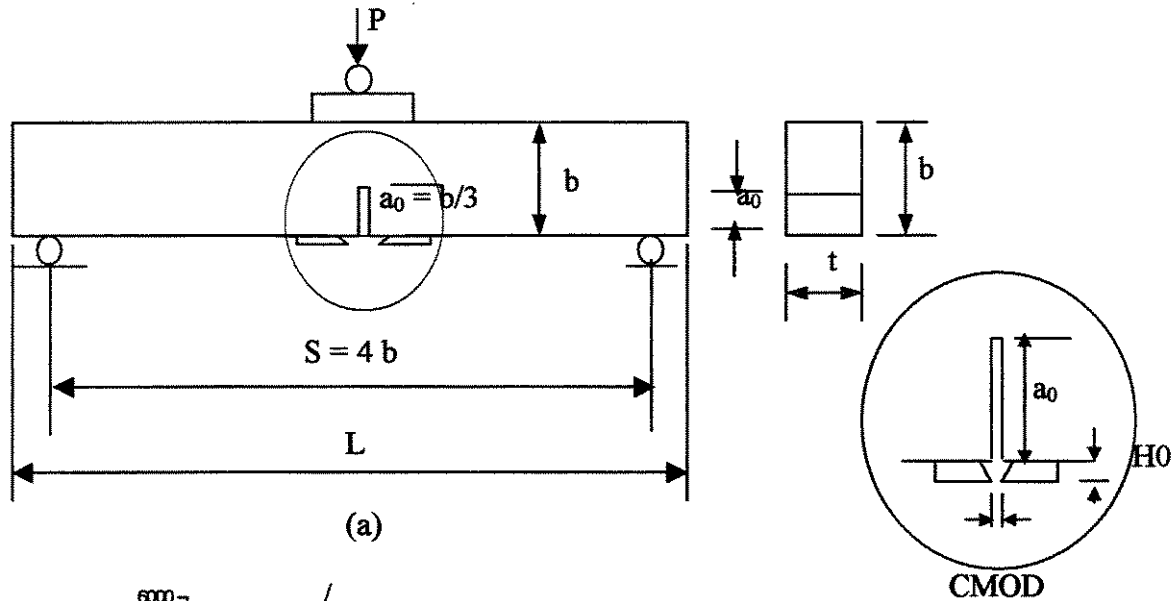


Figura 3.11 Determinação de K_{Ic}^S e $CTOD_c$ de acordo com a recomendação da RILEM: (a) configuração do ensaio e geometria do corpo-de-prova (b) curva carga-CMOD

O fator de intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S , é dado por:

$$K_{Ic}^S = 3 \cdot (P_{\max} + 0,5 \cdot w_h) \frac{S \sqrt{\pi \cdot a_c} \cdot g_1(a_c/b)}{2 \cdot b^2 \cdot t} \quad (3.4)$$

Onde P_{\max} é a carga máxima, $w_h = w_{h0}S/L$, w_{h0} e L são o peso próprio e o comprimento da viga respectivamente, e a_c é o comprimento crítico da fissura que é determinado pela iteração de: (anexo D)

$$a_c = \frac{E \cdot C_u \cdot b^2 \cdot t}{6 \cdot S \cdot a_c \cdot g_2(a_c)} \quad (3.5)$$

A função geométrica $g_1(a_c/b)$ é dada por:

$$g_1\left(\frac{a_c}{b}\right) = \frac{1,99 - (a_c/b) \cdot (1 - a_c/b) [2,15 - 3,93 a_c/b + 2,70 \cdot (a_c/b)^2]}{\sqrt{\pi} (1 + 2 a_c/b) (1 - a_c/b)^{3/2}} \quad (3.6)$$

e C_u é a flexibilidade no descarregamento (anexo E)

Finalmente o deslocamento crítico de abertura da ponta da fissura, $CTOD_c$ é dado por

$$CTOD_c = \frac{6 \cdot (P_{\max} + 0,5w_h) \cdot S \cdot a_c \cdot g_2(a_c/b)}{E \cdot b^2 \cdot t} \cdot [(1 - \beta_0)^2 + (1,081 - 1,149 \frac{a_c}{b}) \cdot (\beta_0 - \beta_0^2)]^{1/2} \quad (3.7)$$

O valor de G_{Ic}^s é dado por:

$$G_{Ic}^s = (K_{Ic}^s)^2 / E \quad (3.8)$$

Capítulo 4

Resultados obtidos

Os resultados obtidos estão apresentados nas tabelas dos ANEXOS A e B, juntamente com os parâmetros estatísticos relativos às variáveis analisadas. Com os dados obtidos, foram traçados gráficos a seguir para permitir uma melhor visualização dos resultados. Ressalta-se que cada ponto plotado representa a média dos valores observados em três corpos de prova, após a realização da análise dos resultados através dos procedimentos de Chauvenet MONTGOMERY (1991).

4.1 Resistência à compressão

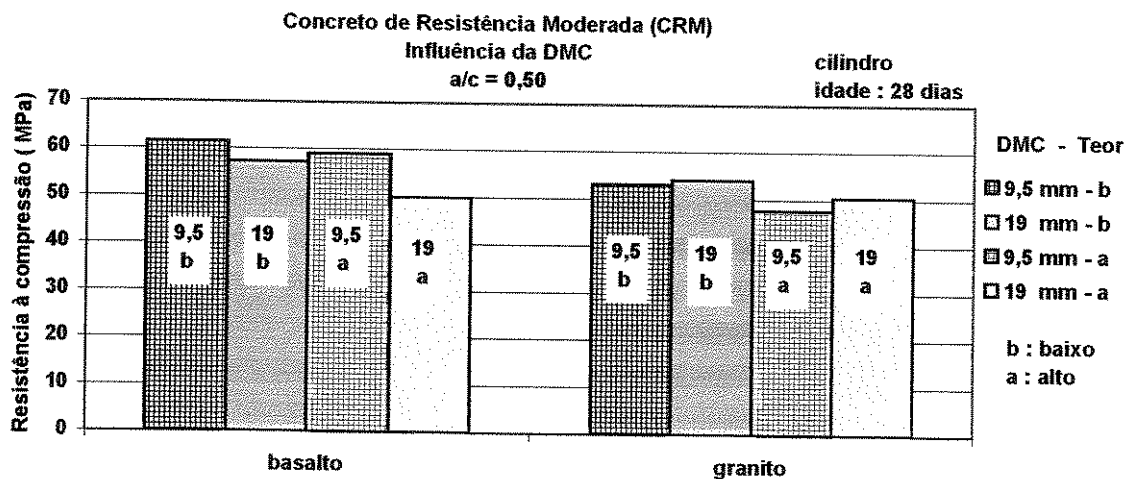


Figura 4.1 Influência da dimensão máxima característica na resistência à compressão (CRM)

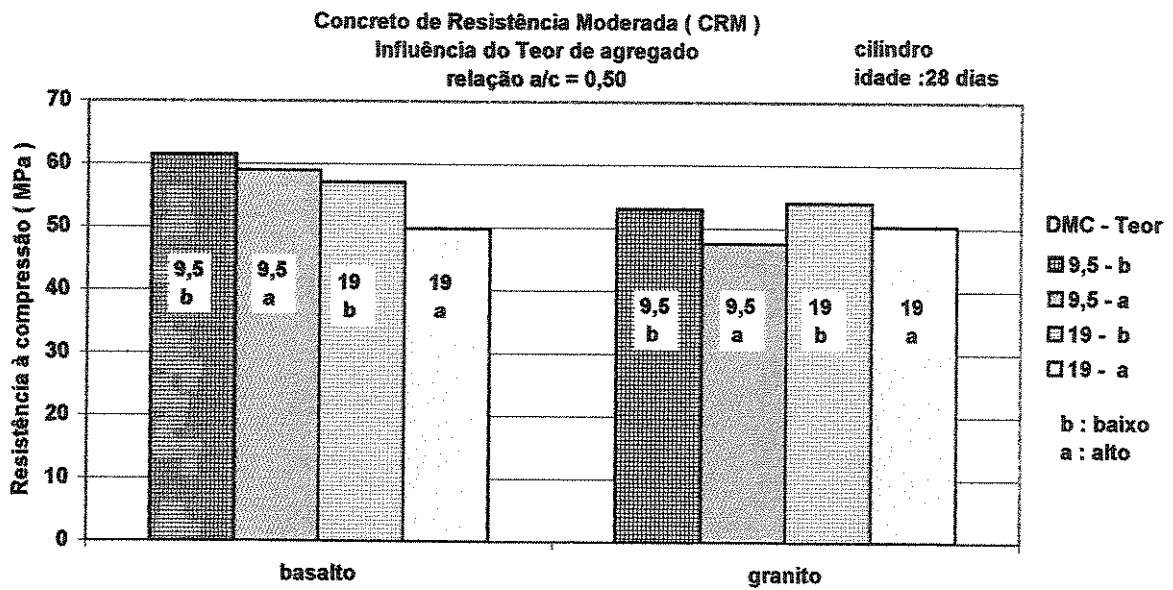


Figura 4.2 Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão (CRM)

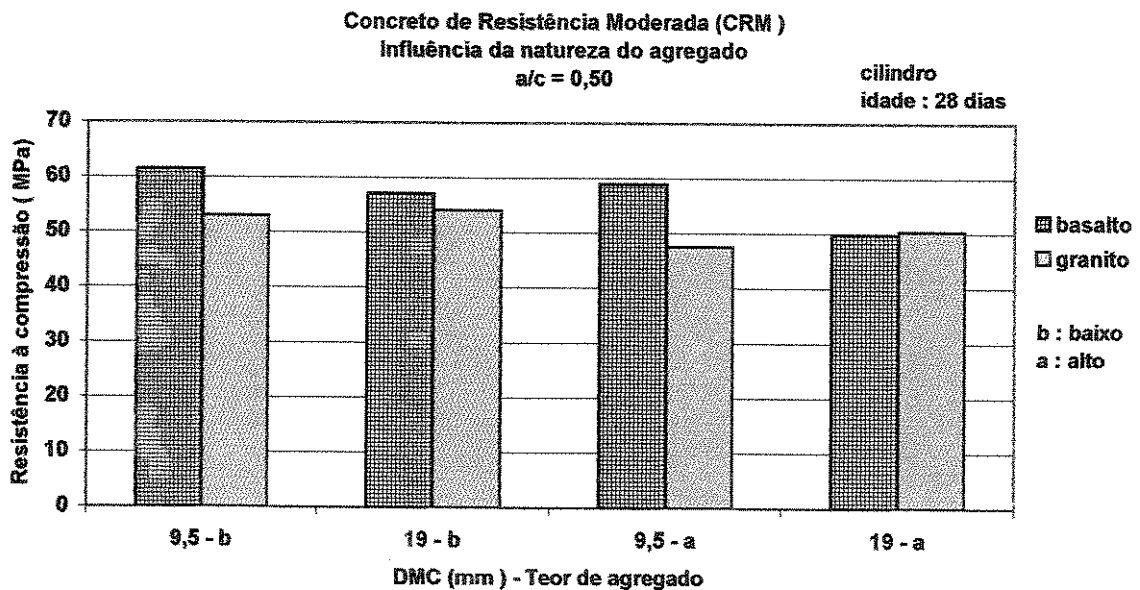


Figura 4.3 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão (CRM)

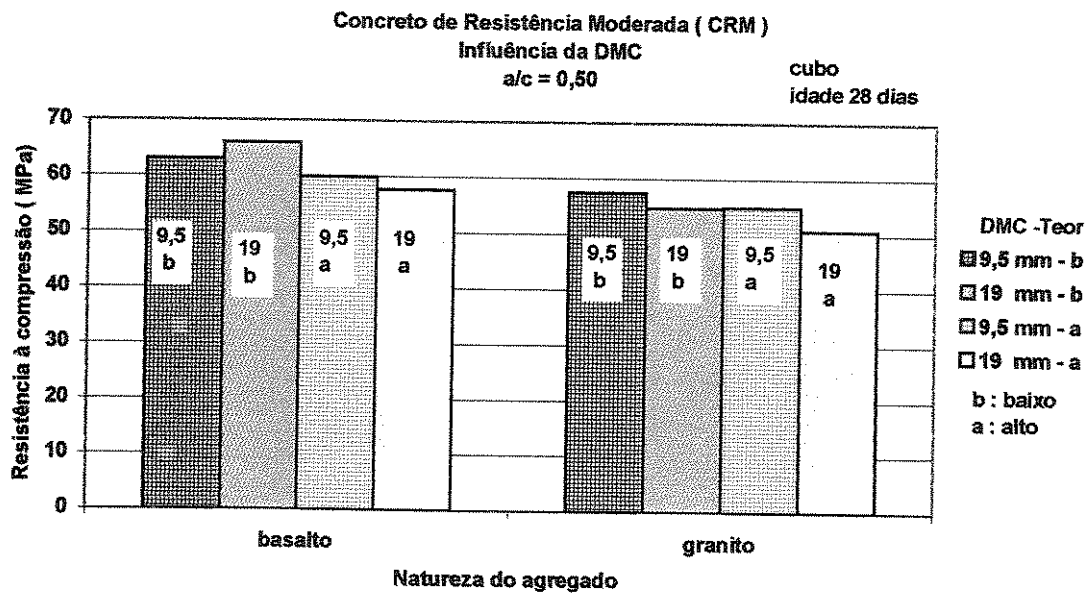


Figura 4.4 Influência da dimensão máxima característica na resistência à compressão (CRM).

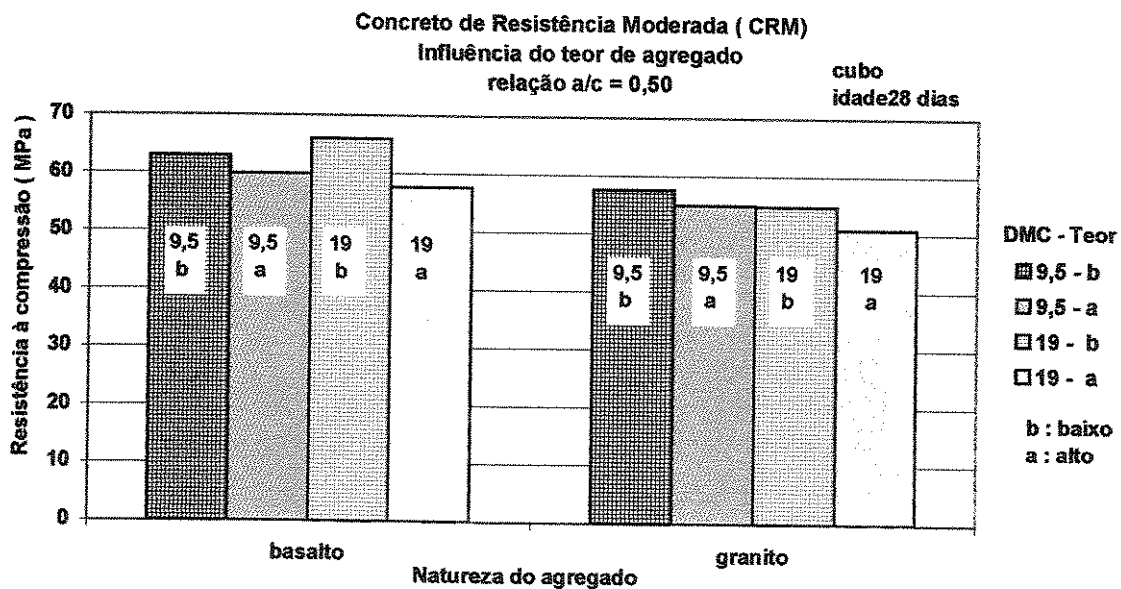


Figura 4.5 Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão (CRM)

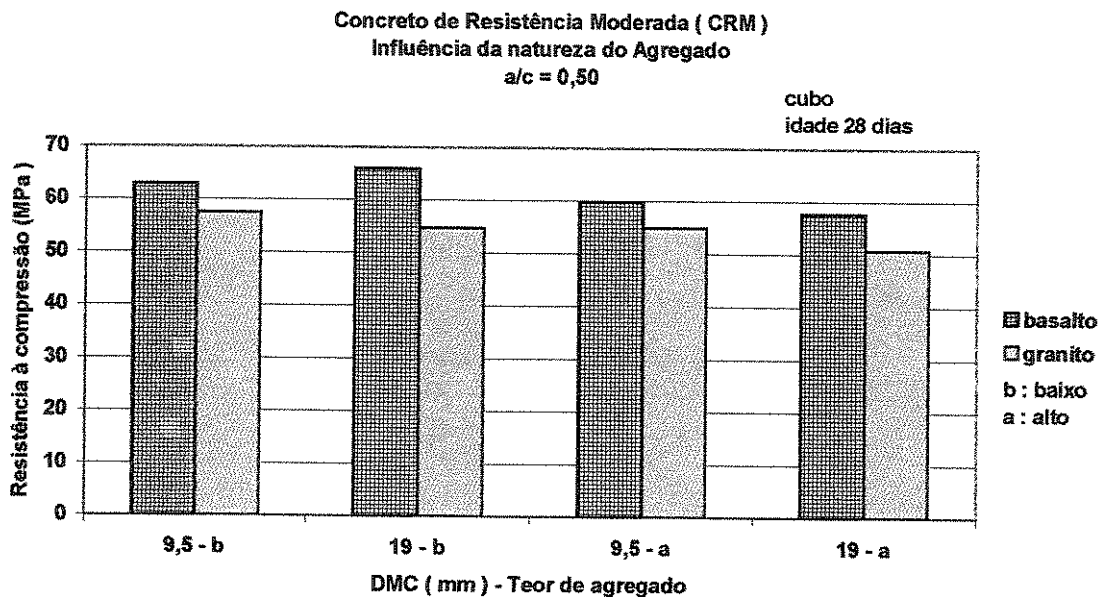


Figura 4.6 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão (CRM)

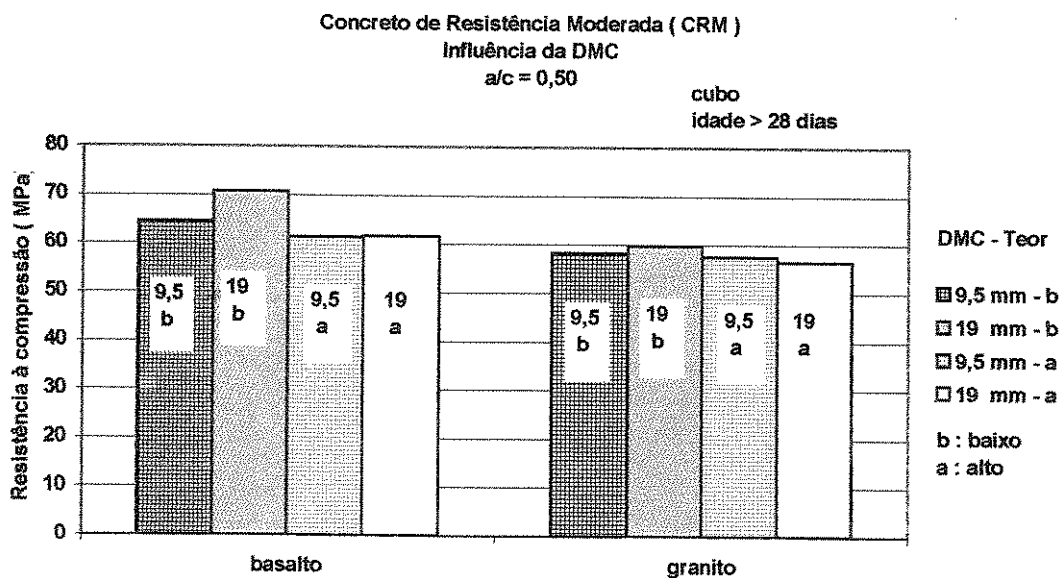


Figura 4.7 Influência da dimensão máxima característica na resistência à compressão (CRM).

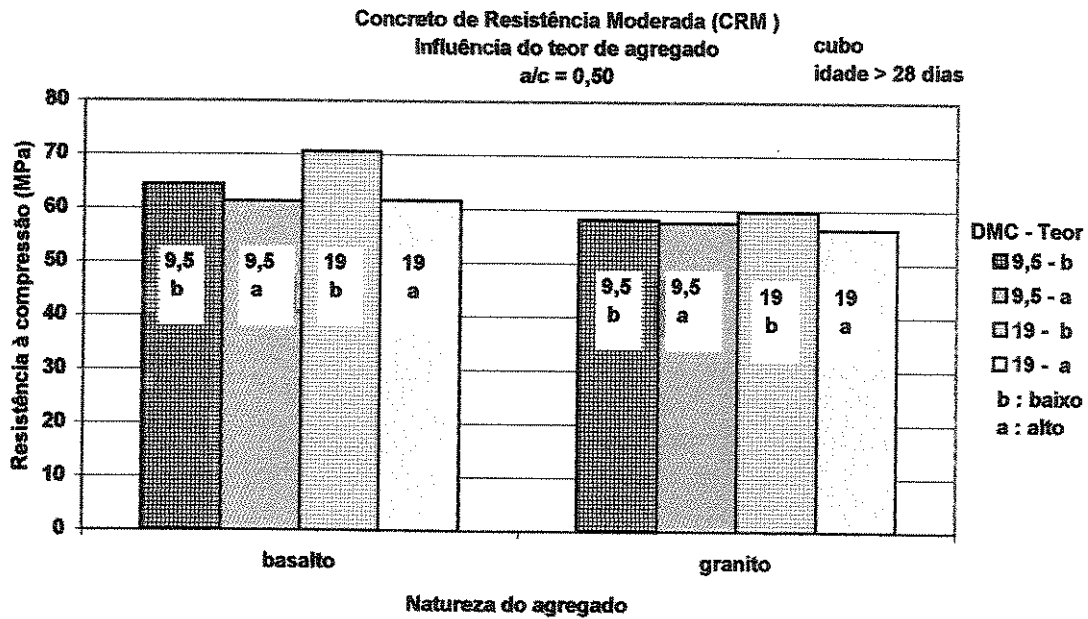


Figura 4.8 Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão (CRM)

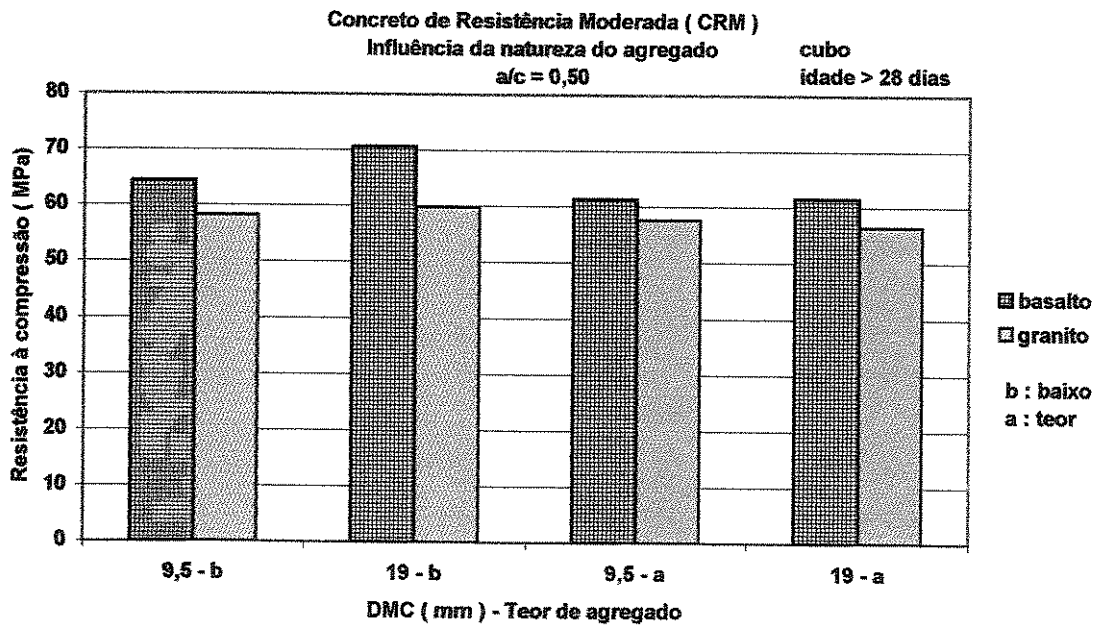


Figura 4.9 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão (CRM)

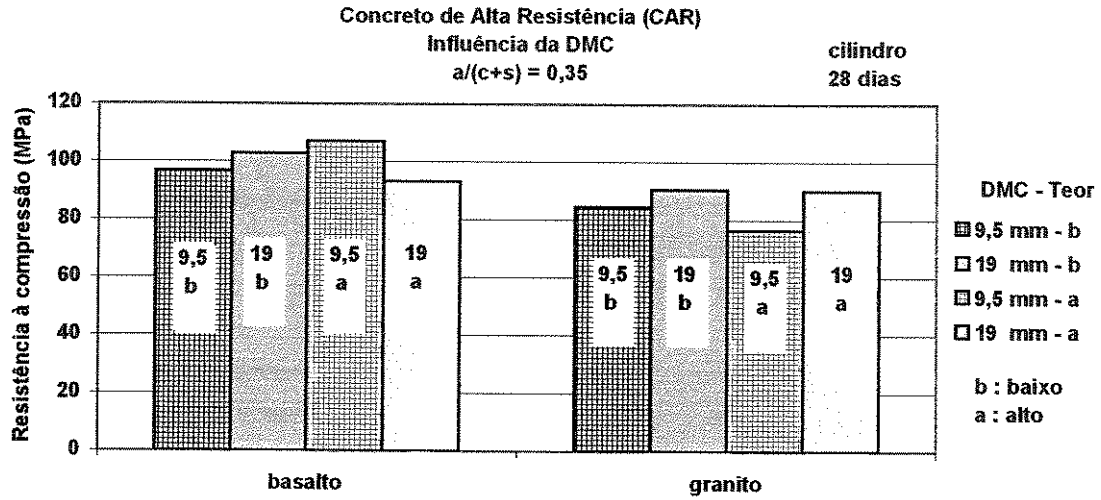


Figura 4.10 Influência da DMC do agregado graúdo na resistência à compressão (CAR)

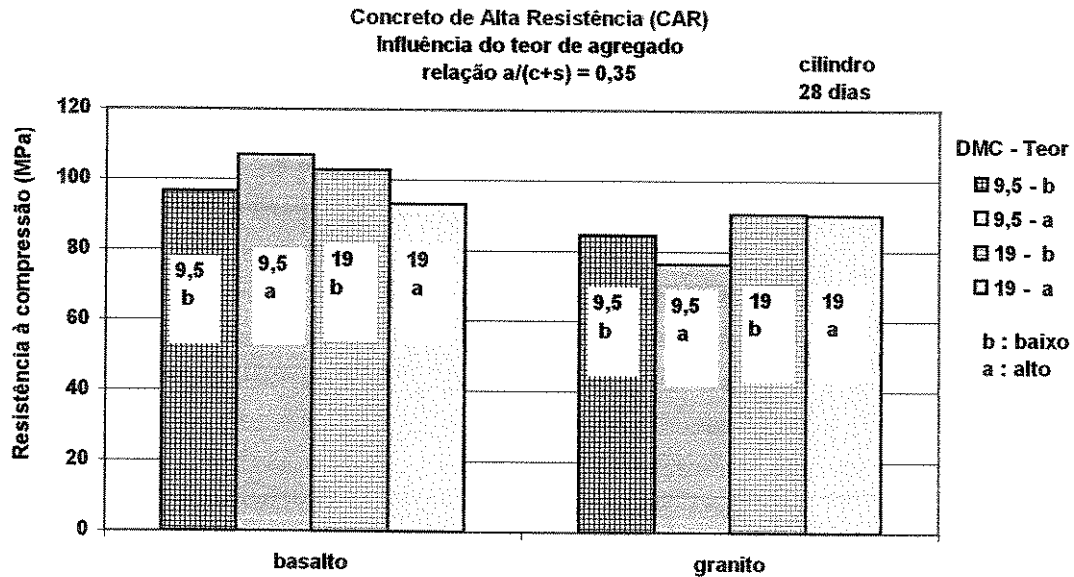


Figura 4.11 Influência do teor de agregado graúdo na resistência à compressão (CAR)

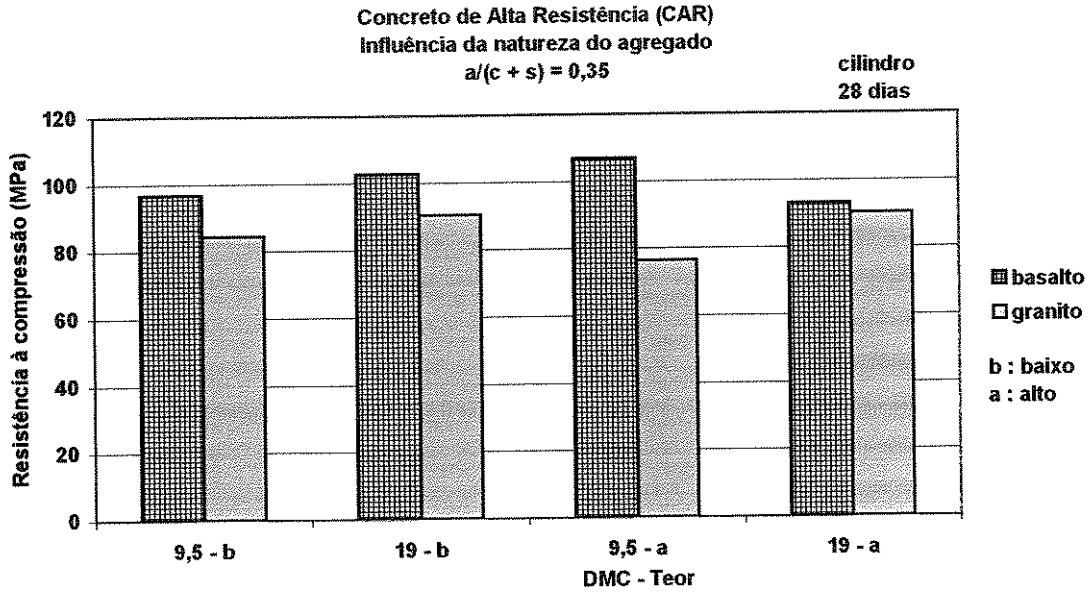


Figura 4.12 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão (CAR)

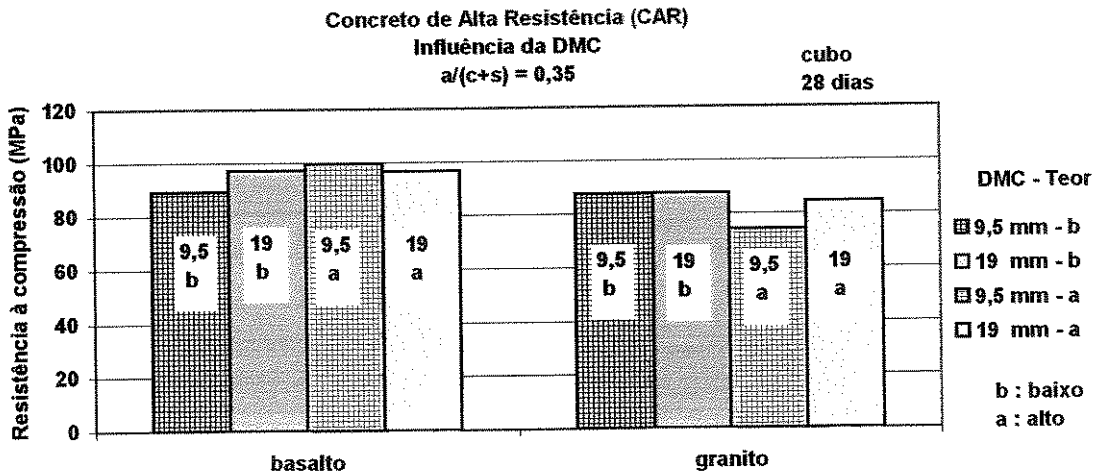


Figura 4.13 Influência da DMC do agregado graúdo na resistência à compressão (CAR)

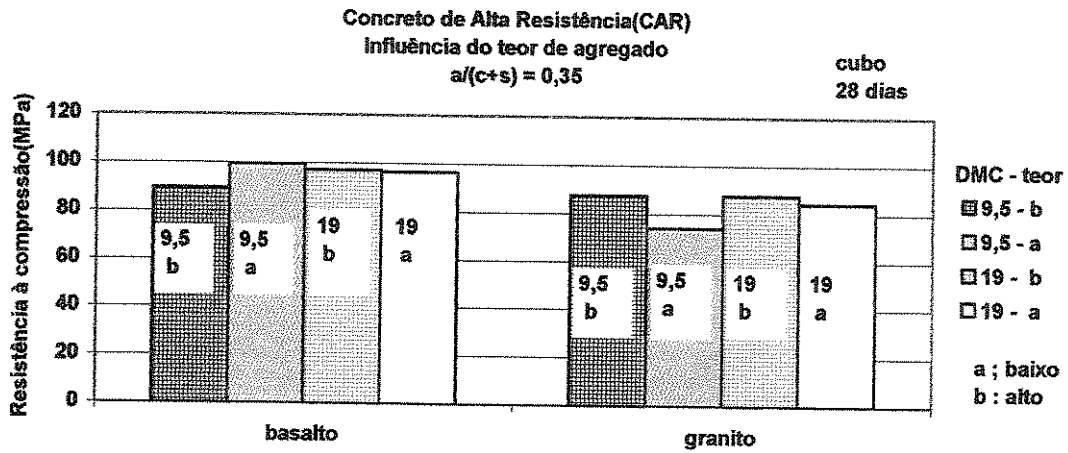


Figura 4.14 Influência do teor de agregado gráudo na resistência a compressão do (CAR)

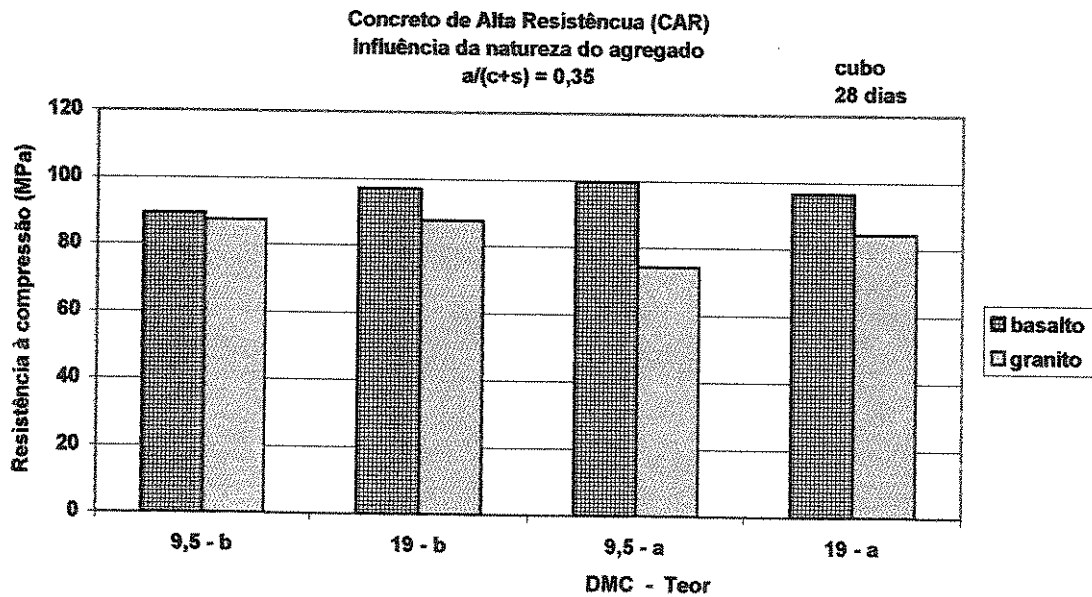


Figura 4.15 Influência da natureza do agregado na resistência à compressão do (CAR).

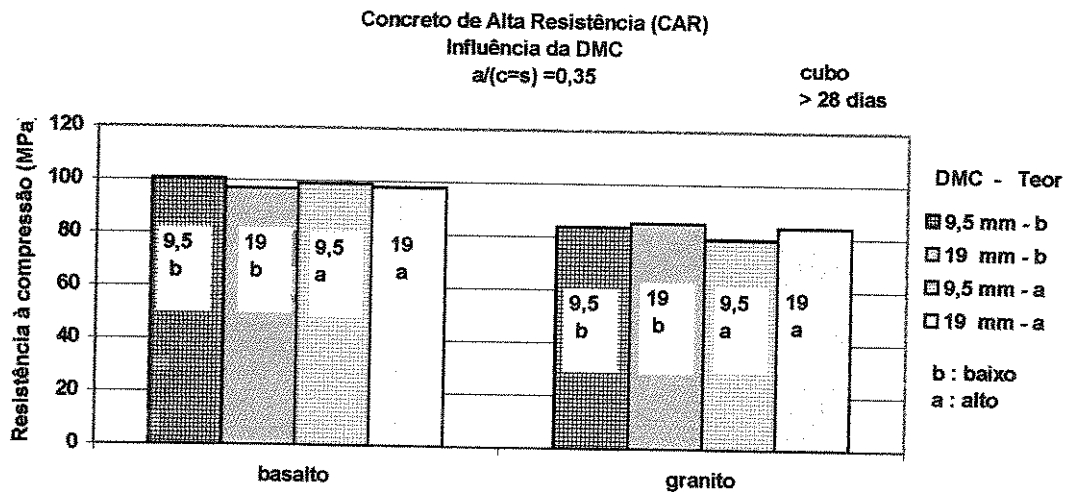


Figura 4.16 Influência da dimensão máxima característica na resistência à compressão (CAR).

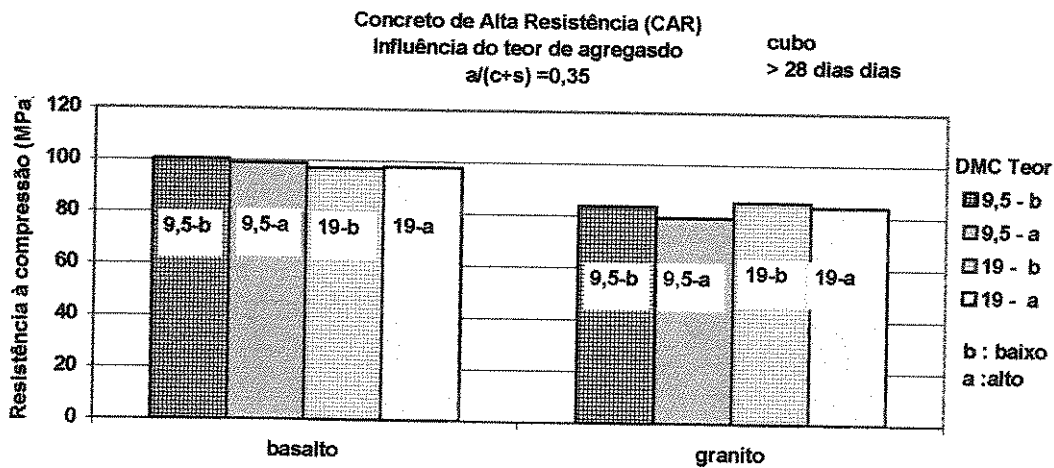


Figura 4.17 Influência do teor de agregado gráudo na resistência à compressão (CAR)

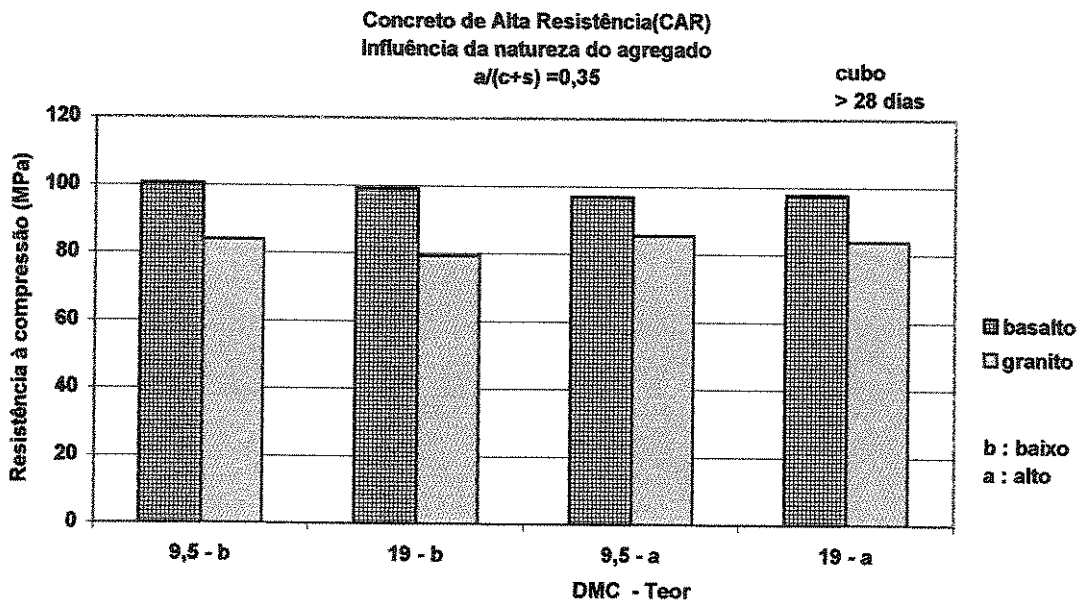


Figura 4.18 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão (CAR)

4.2 Resistência do concreto à tração por compressão diametral

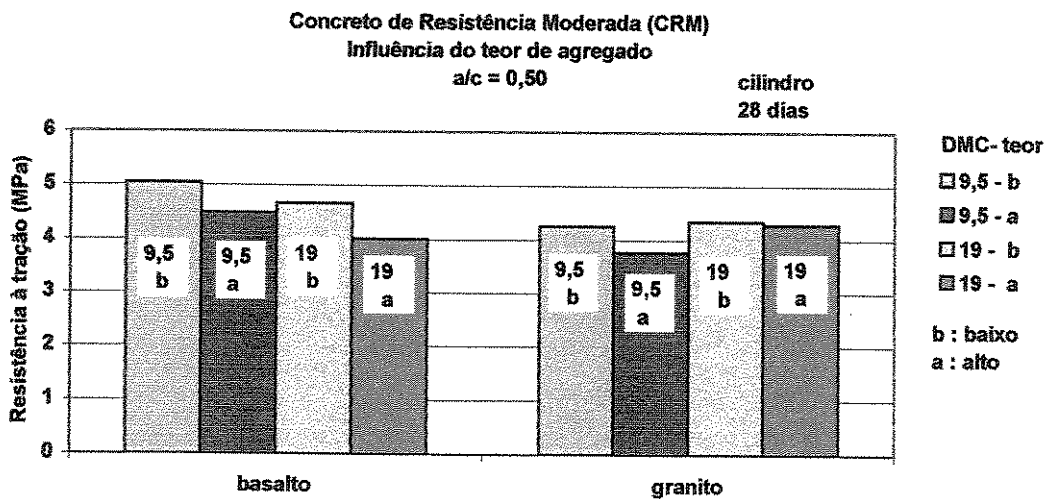


Figura 4.19 Influência do teor de agregado graúdo na resistência à tração por compressão diametral do CRM

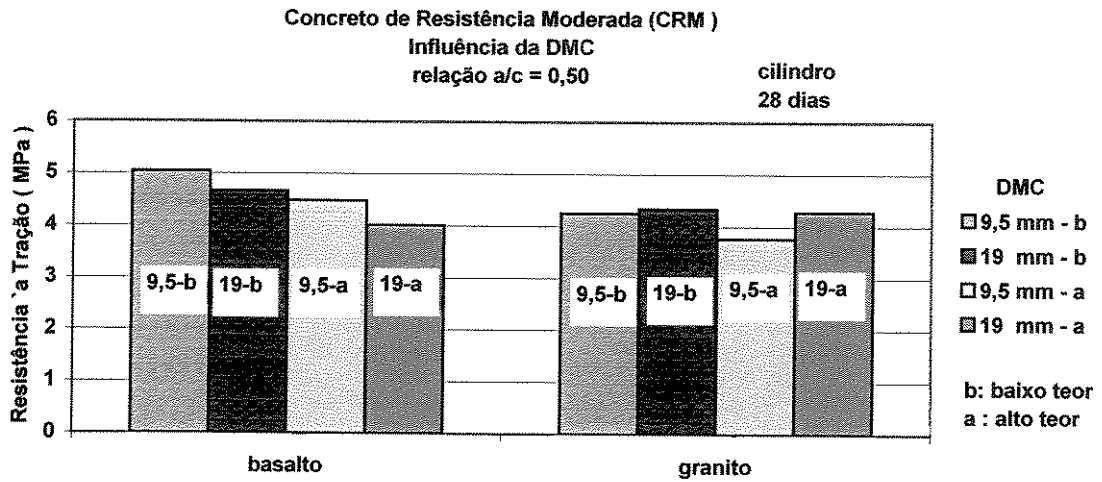


Figura 4.20 Influência da DMC do agregado graúdo na resistência à tração por compressão diametral do CRM

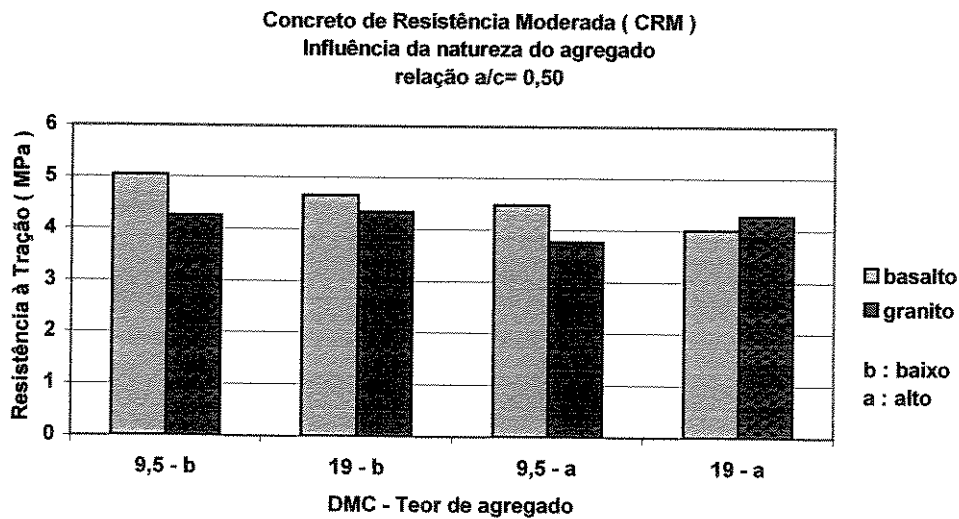


Figura 4.21 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à tração por compressão diametral do CRM

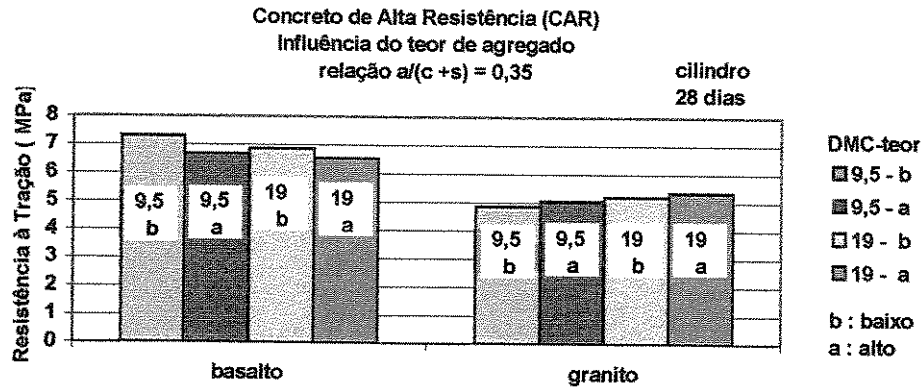


Figura 4.22 Influência do teor de agregado graúdo na resistência à tração do CAR.

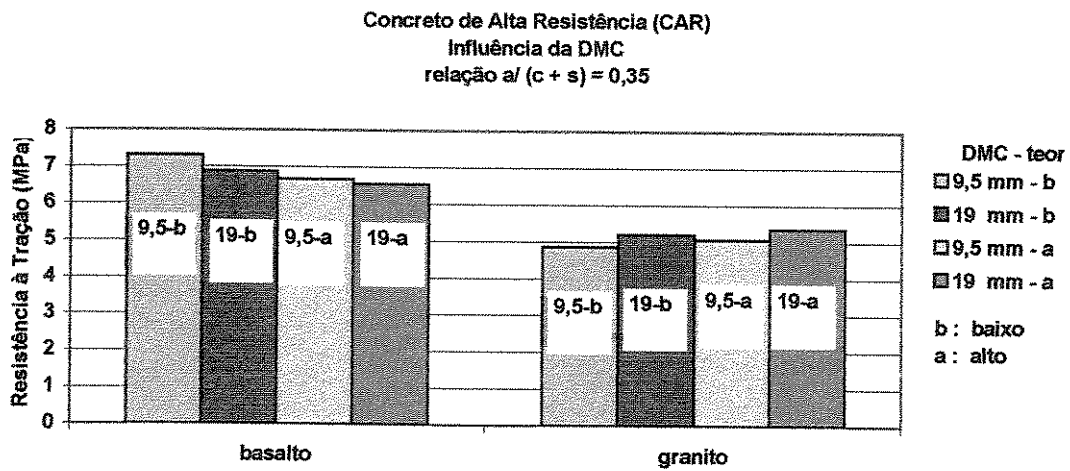


Figura 4.23 Influência da DMC do agregado graúdo na resistência à tração do CAR.

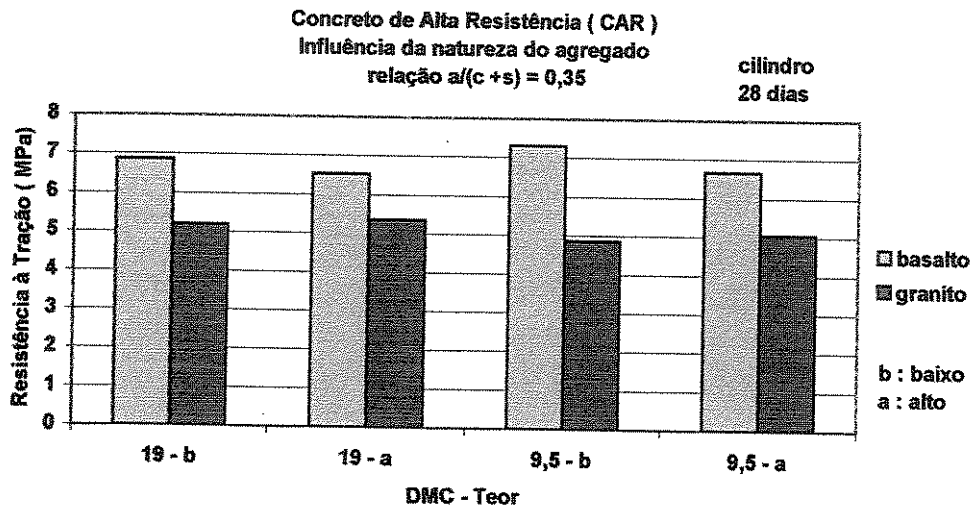


Figura 4.24 Influência da natureza do agregado graúdo na resistência à tração do CAR

4.3 Resistência à tração por flexão (módulo de ruptura)

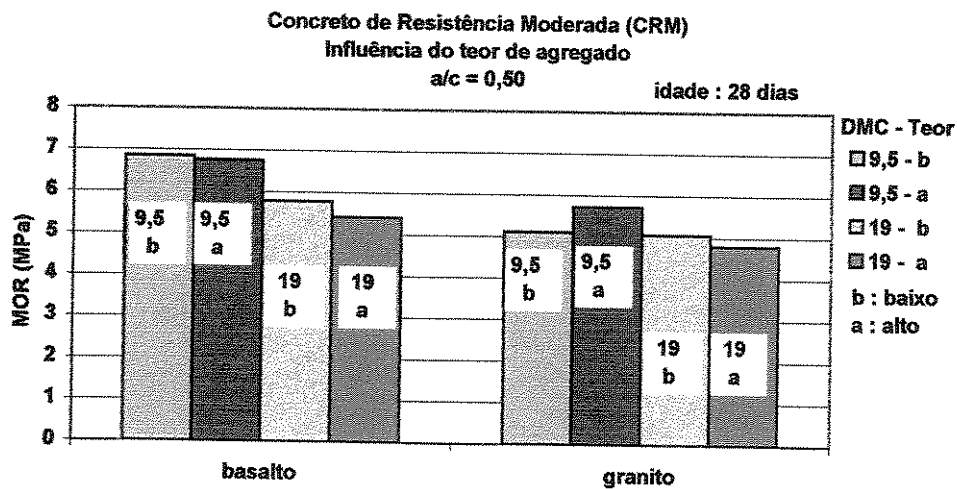


Figura 4.25 influência do teor de agregado graúdo no módulo de ruptura (MOR) do CRM

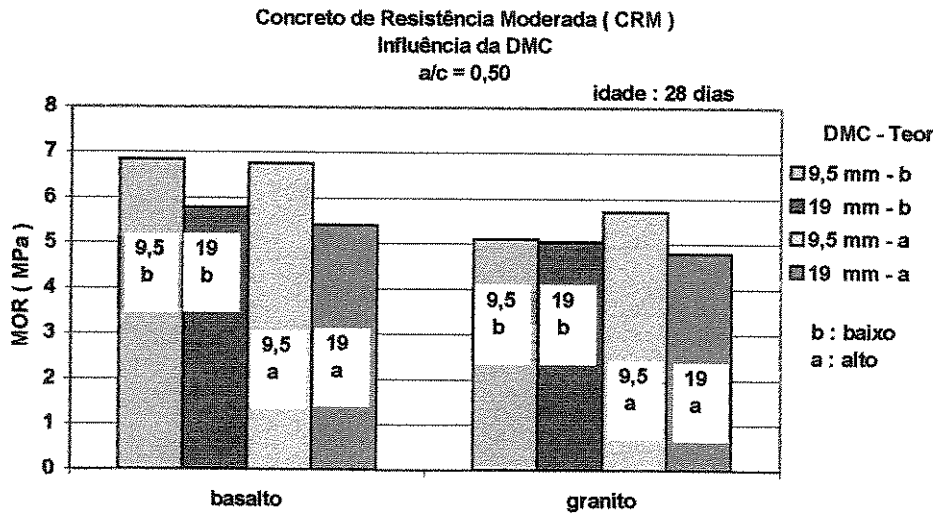


Figura 4.26 Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de ruptura (MOR) do CRM

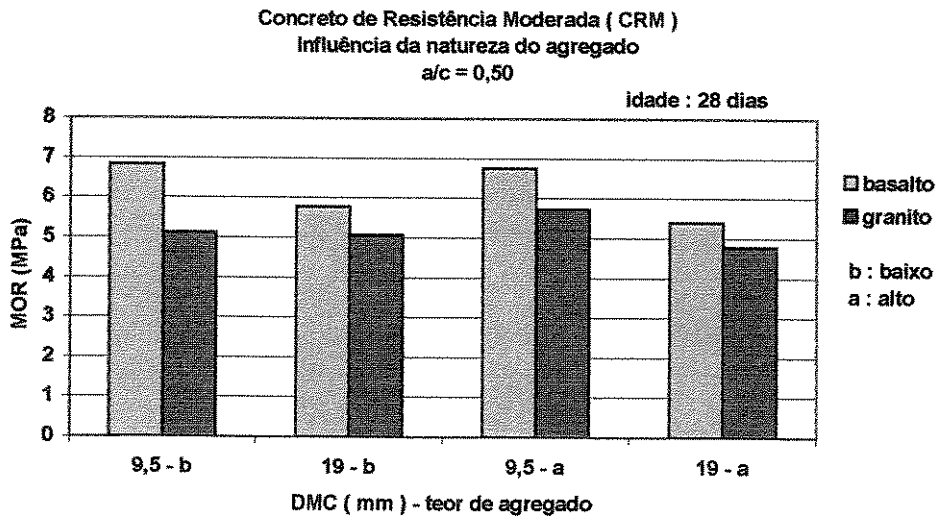


Figura 4.27 Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de ruptura (MOR) do CRM

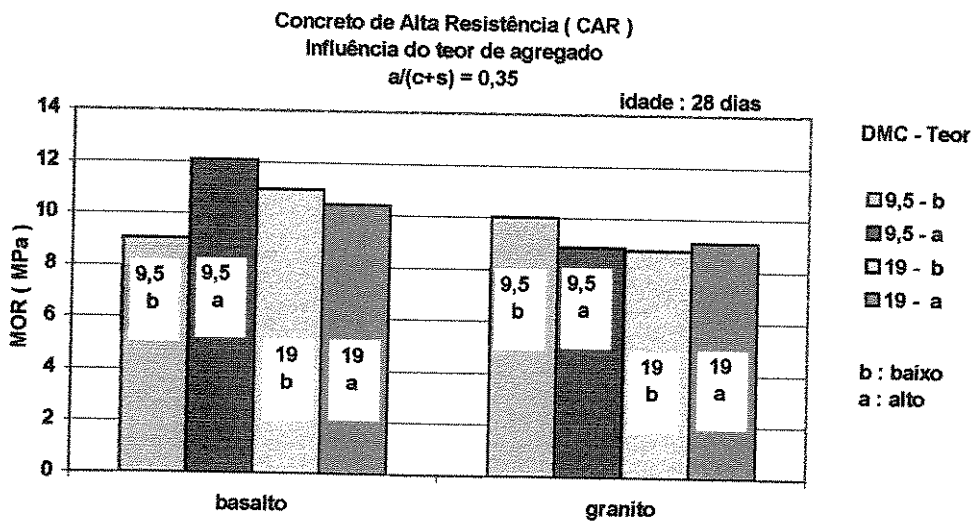


Figura 4.28 Influência do teor de agregado graúdo no módulo de ruptura (MOR) do CAR

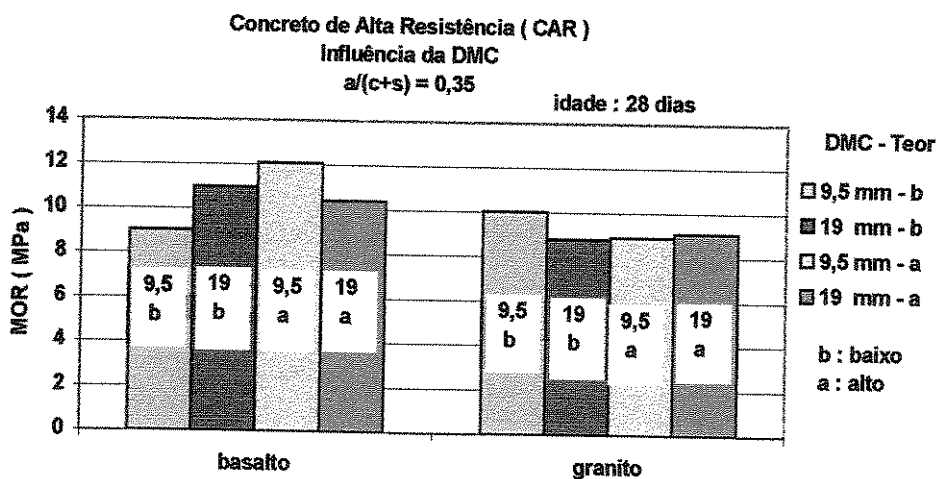


Figura 4.29 Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de ruptura (MOR) do CAR

Concreto de Alta Resistência (CAR)
 Influência da natureza do agregado
 relação a/c = 0,35

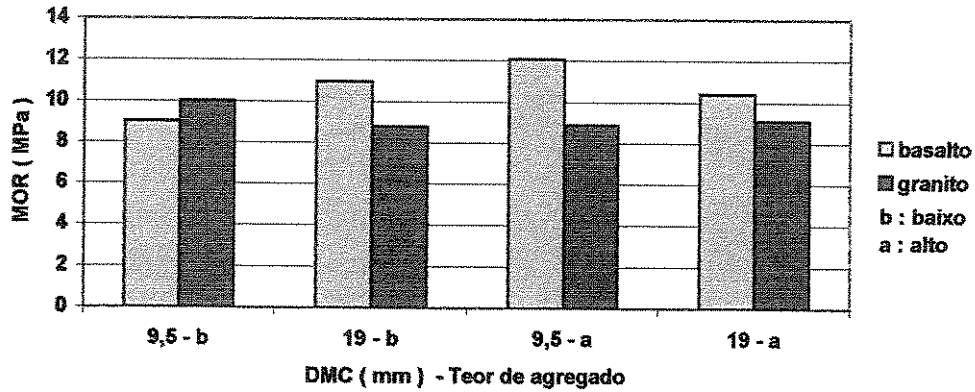


Figura 4.30 Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de ruptura (MOR) do CAR

4.4 Módulo de elasticidade

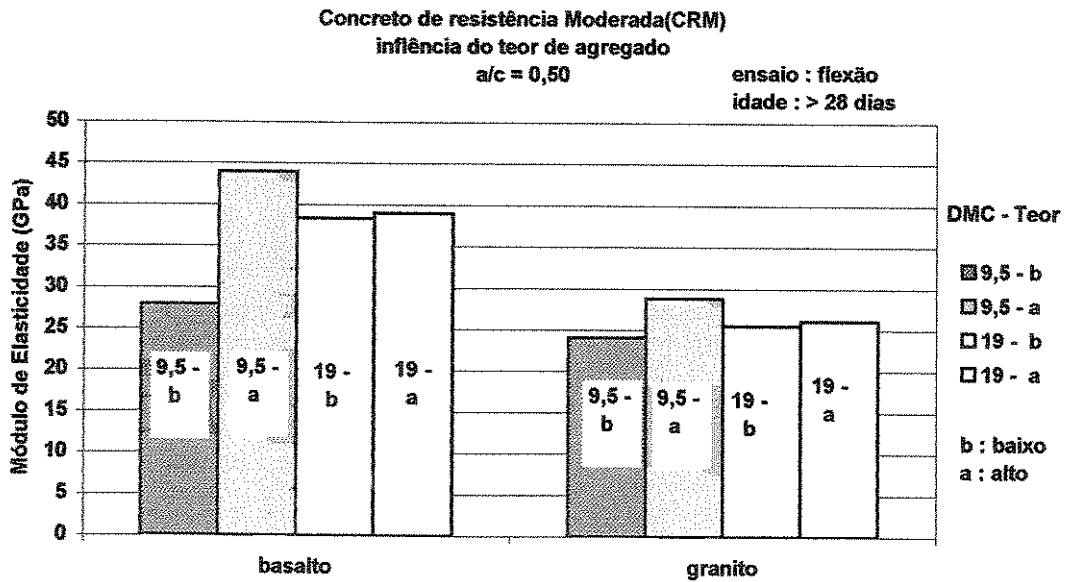


Figura 4.31 Influência do teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM

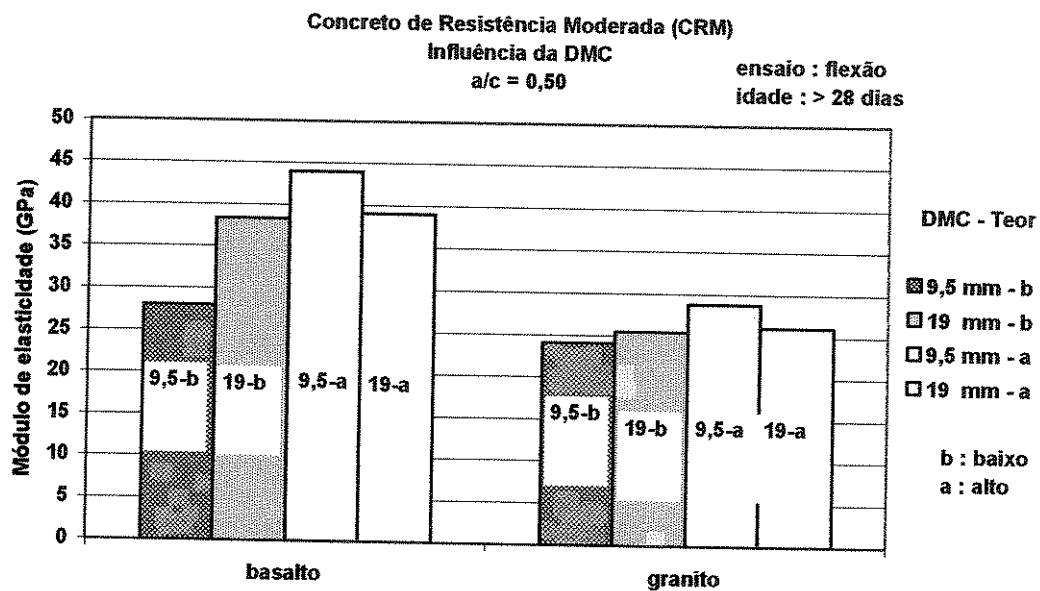


Figura 4.32 Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM

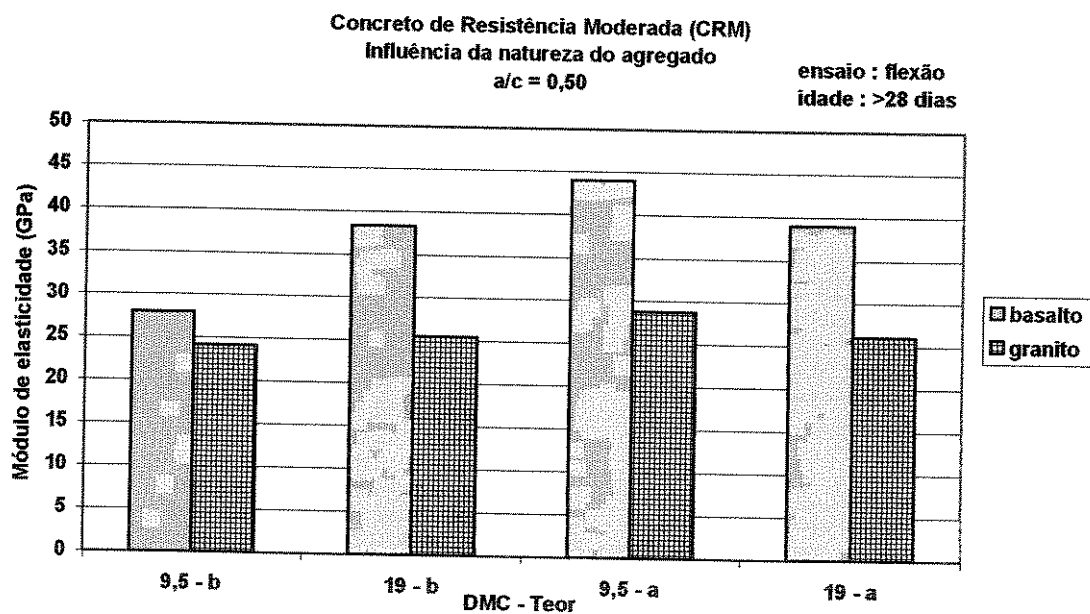


Figura 4.33 Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM

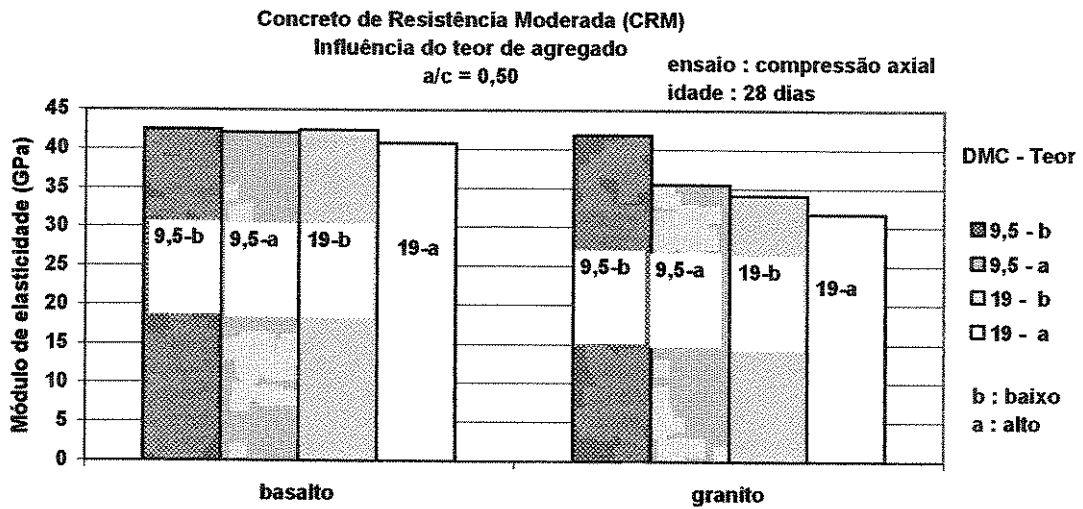


Figura 4.34 Influência do teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM

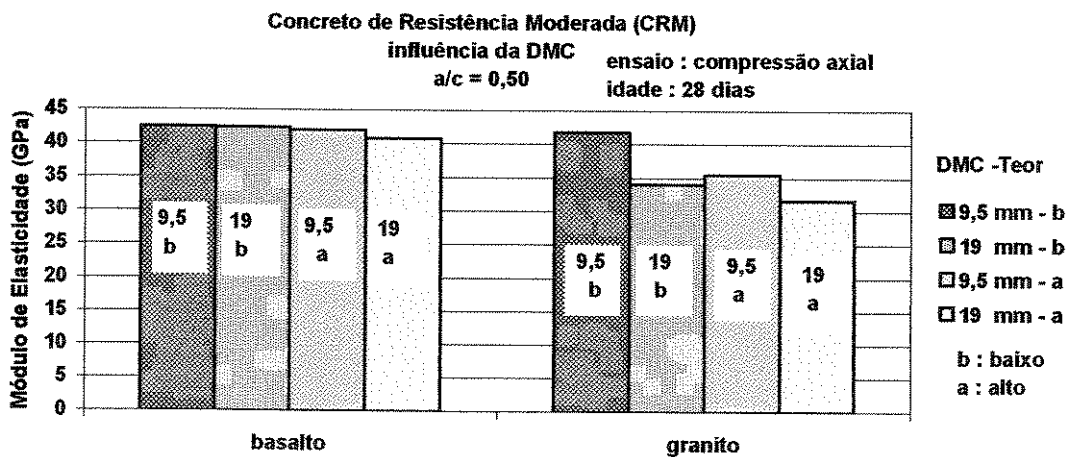


Figura 4.35 Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM

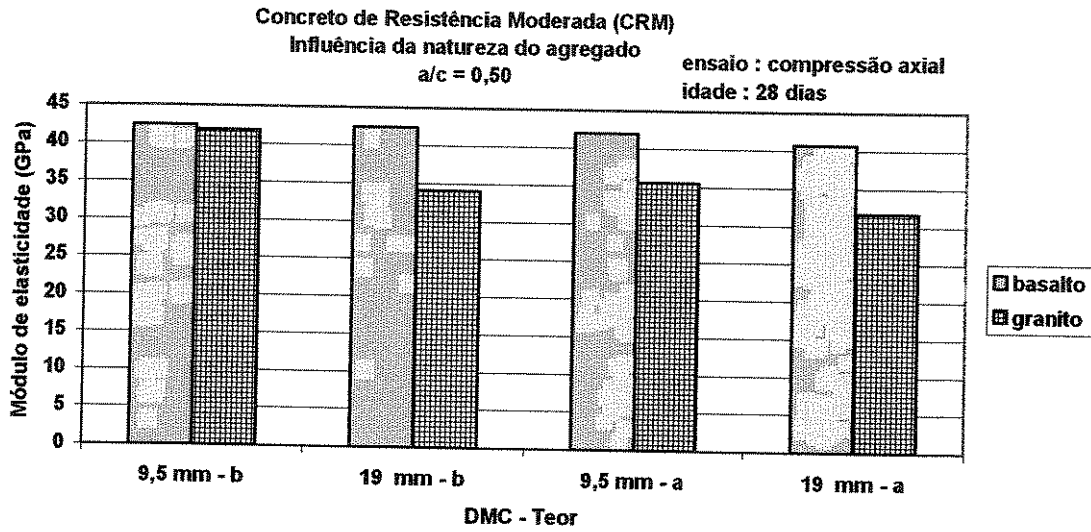


Figura 4.36 Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM

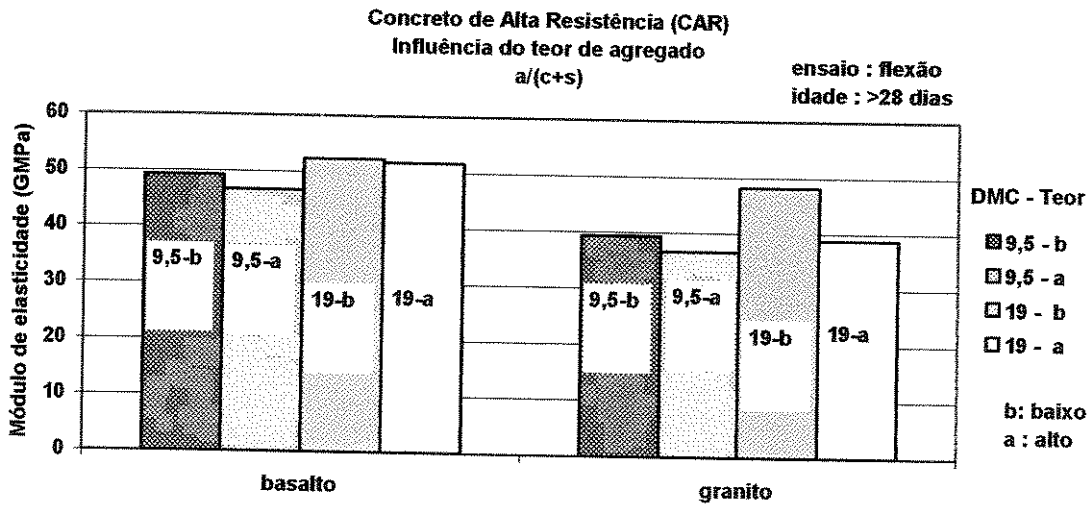


Figura 4.37 Influência do teor de agregado no módulo de elasticidade do CAR

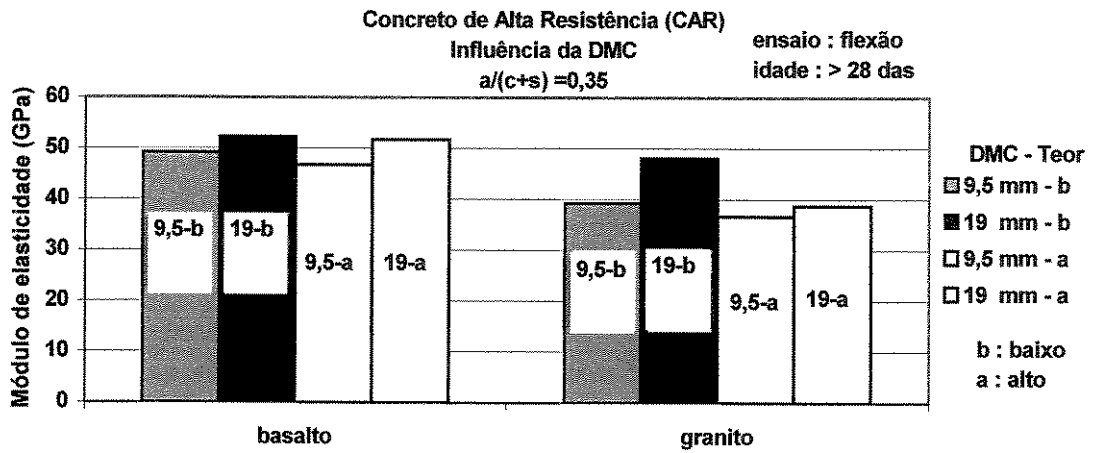


Figura 4. 38 Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR

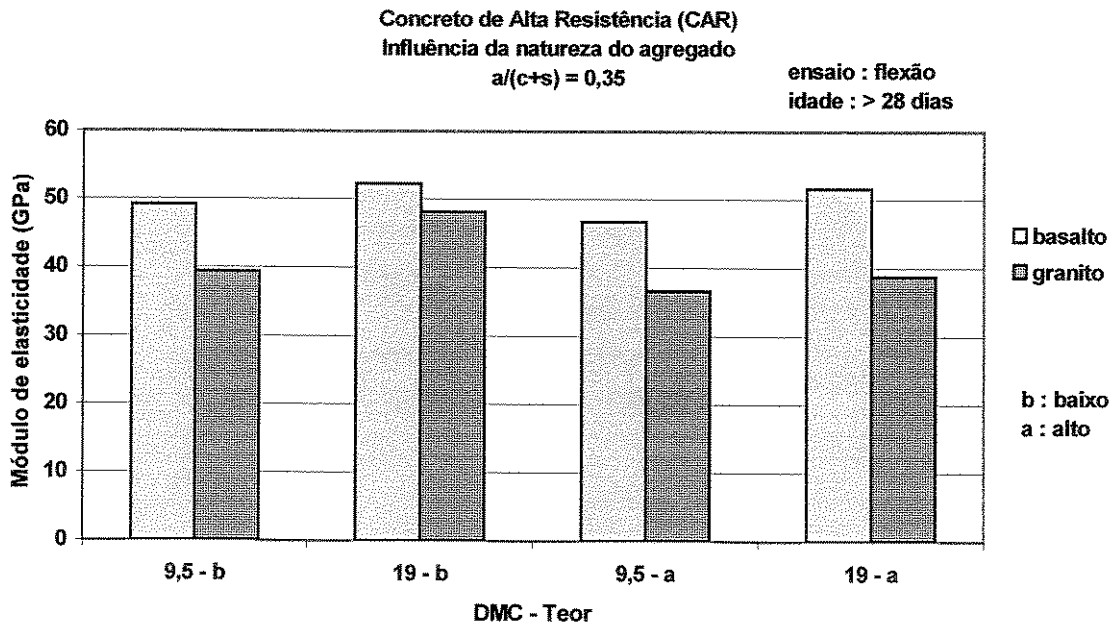


Figura 4.39 Influência da natureza do agregado no módulo de elasticidade do CAR

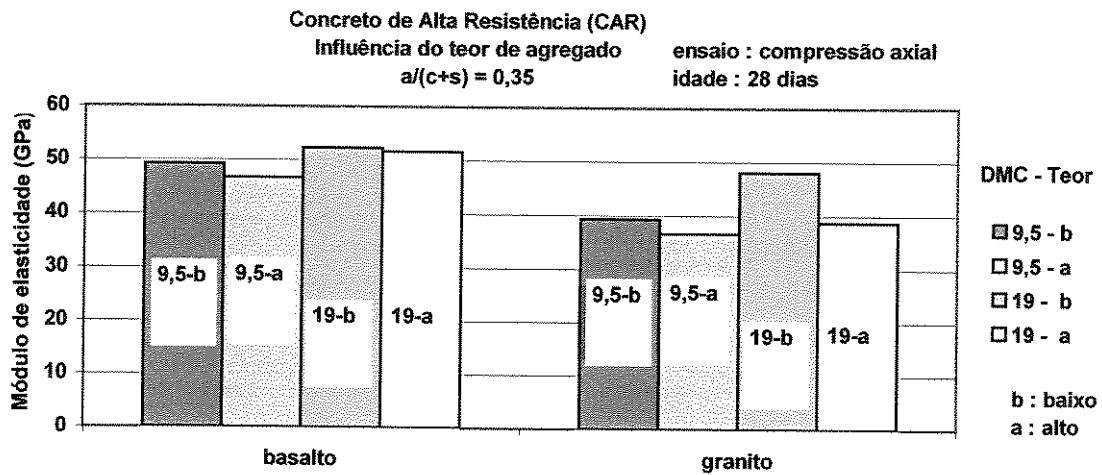


Figura 4.40 Influência do teor de agregado no módulo de elasticidade do CAR

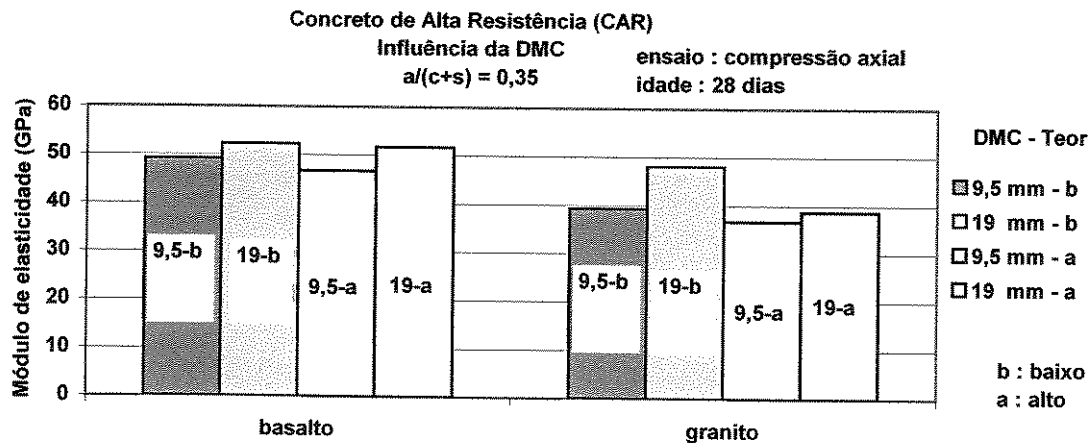


Figura 4. 41 Influência da DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAR

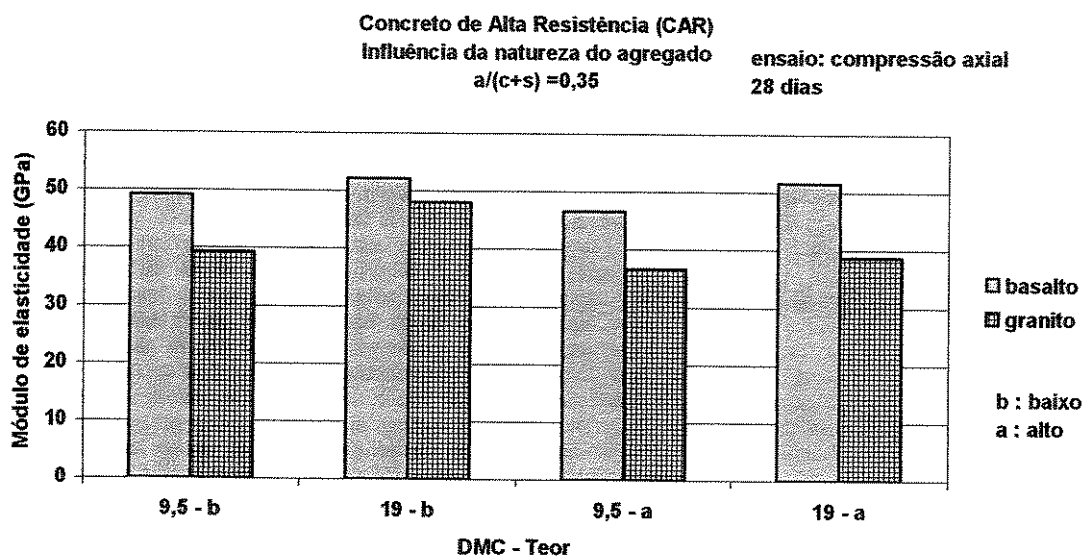


Figura 4.42 Influência da natureza do agregado no módulo de elasticidade do CAR

4. 5 Ensaio de fratura

4.5.1 Tenacidade à fratura (K_{Ic}^S)

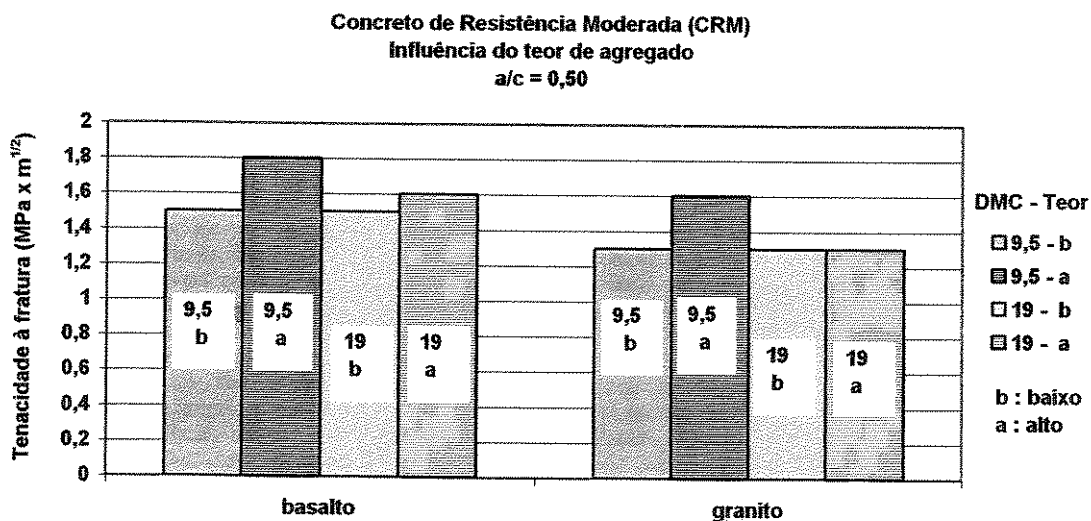


Figura 4.43 Influência do teor de agregado na tenacidade à fratura K_{Ic}^S do CRM

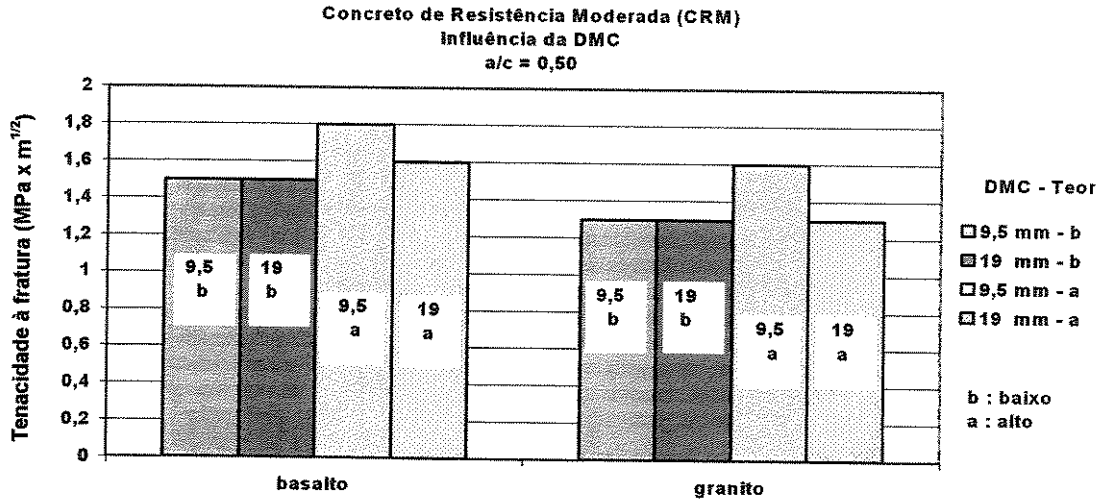


Figura 4.44 Influência da DMC do agregado graúdo na tenacidade à fratura K_{Ic}^S do CRM

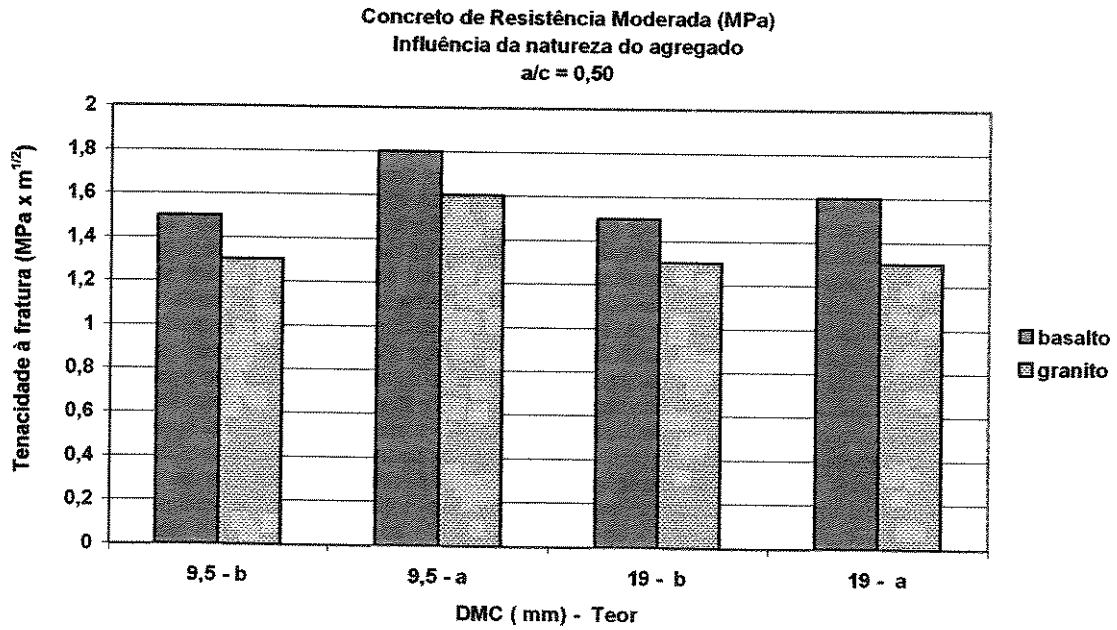


Figura 4.45 Influência da natureza do agregado graúdo na tenacidade à fratura K_{Ic}^S do CRM.

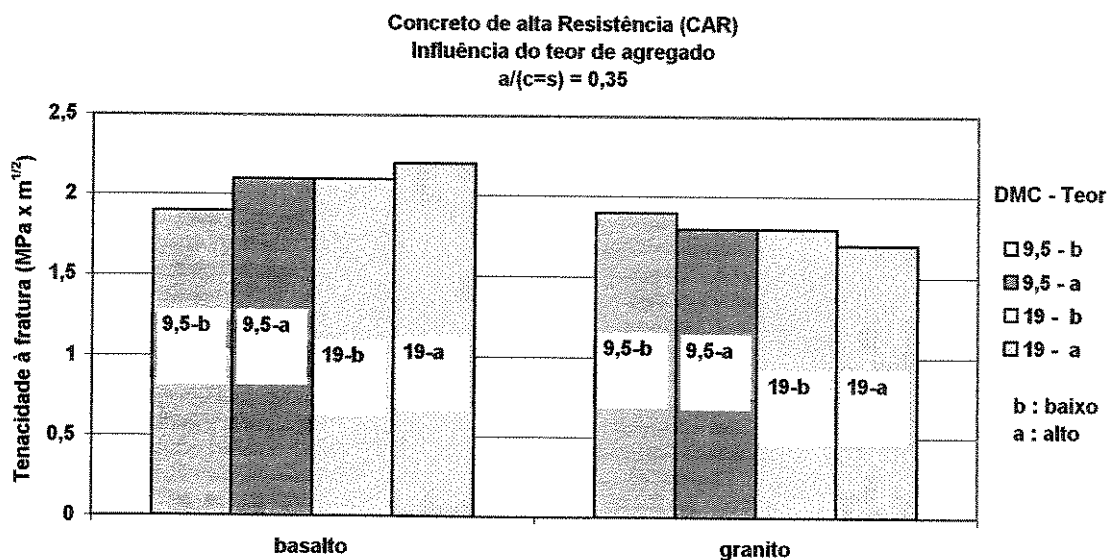


Figura 4.46 Influência do teor de agregado graúdo na tenacidade à fratura K_{Ic}^S do CAR

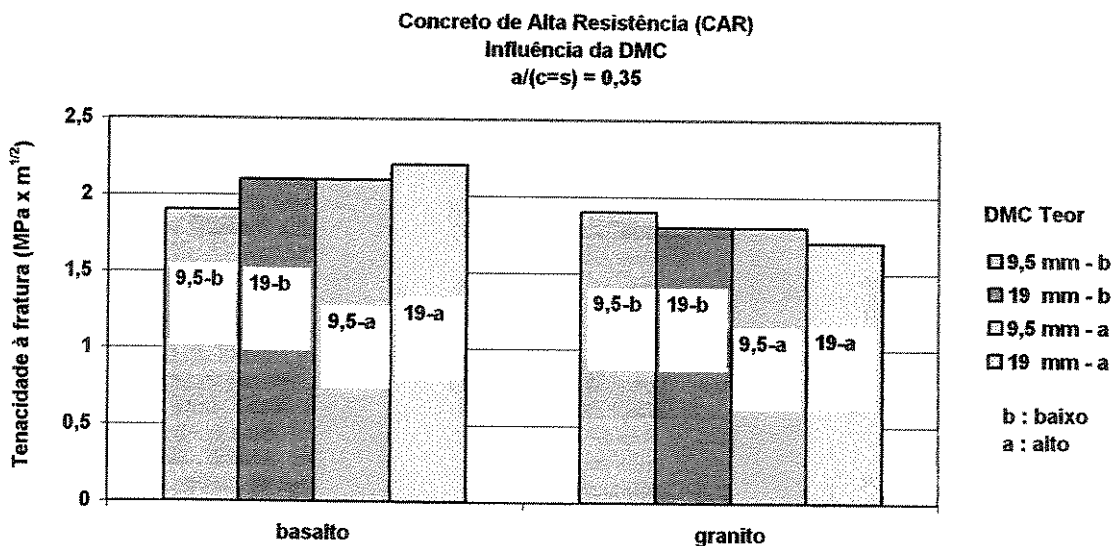


Figura 4.47 Influência da DMC do agregado graúdo na tenacidade à fratura K_{Ic}^S do CAR

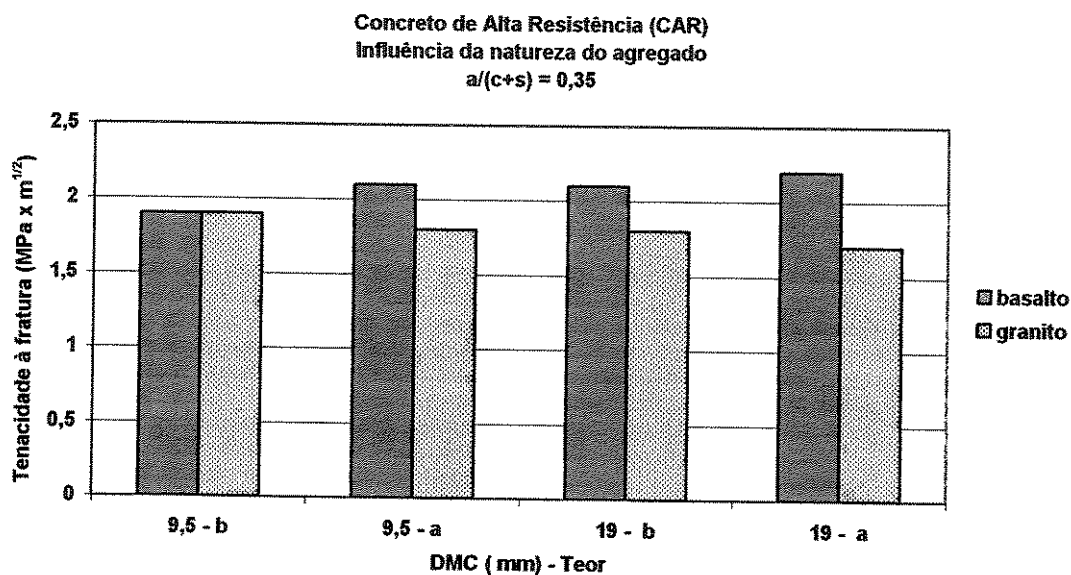


Figura 4.48 Influência da natureza do agregado graúdo na tenacidade à fratura K_{Ic}^S do CAR

4.5.2 Energia de fratura (G_{Ic}^S)

Taxa de liberação de energia de deformação crítica baseada no modelo de fratura de dois parâmetros.

(G_{Ic}^S): representa a energia de fratura dissipada em uma área unitária da fissura na zona de processo de fratura.

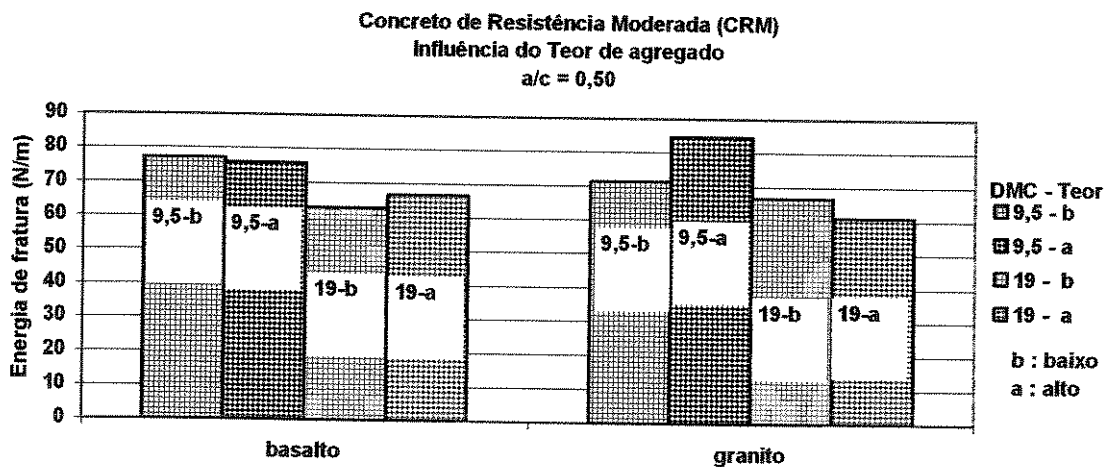


Figura 4.49 Influência do teor de agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S) do CRM

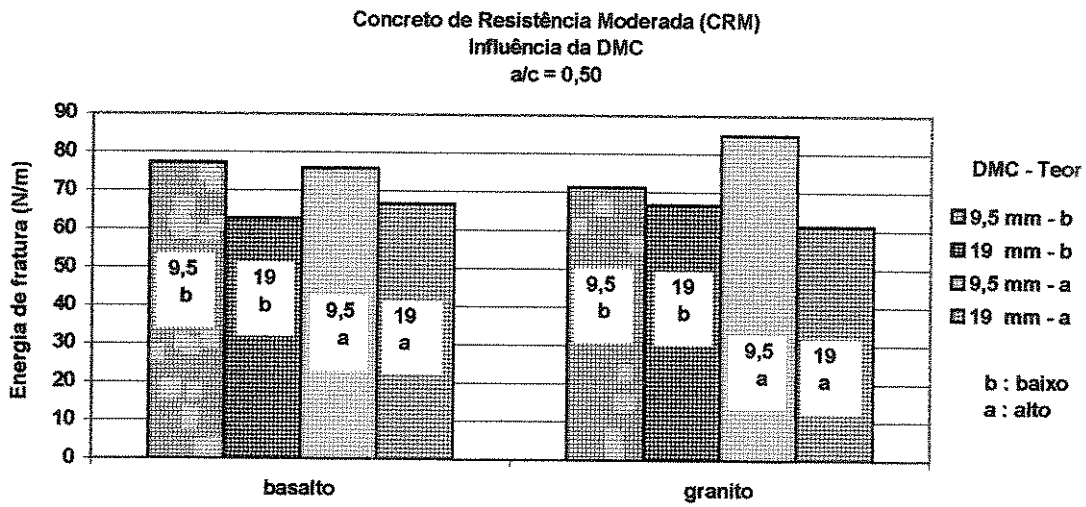


Figura 4.50 Influência da DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S) CRM

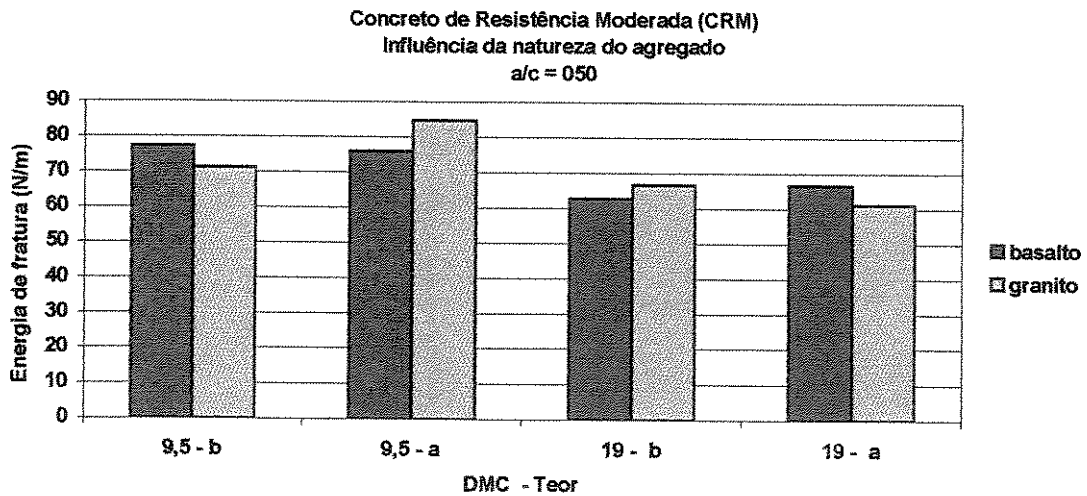


Figura 4.51 Influência da natureza do agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), CRM

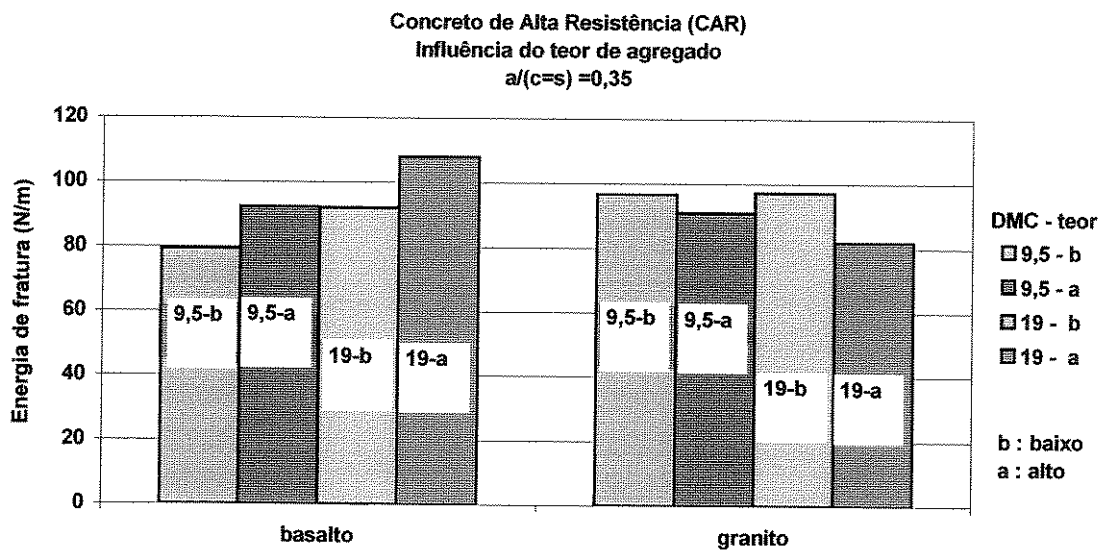


Figura 4.52 Influência do teor de agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CAR

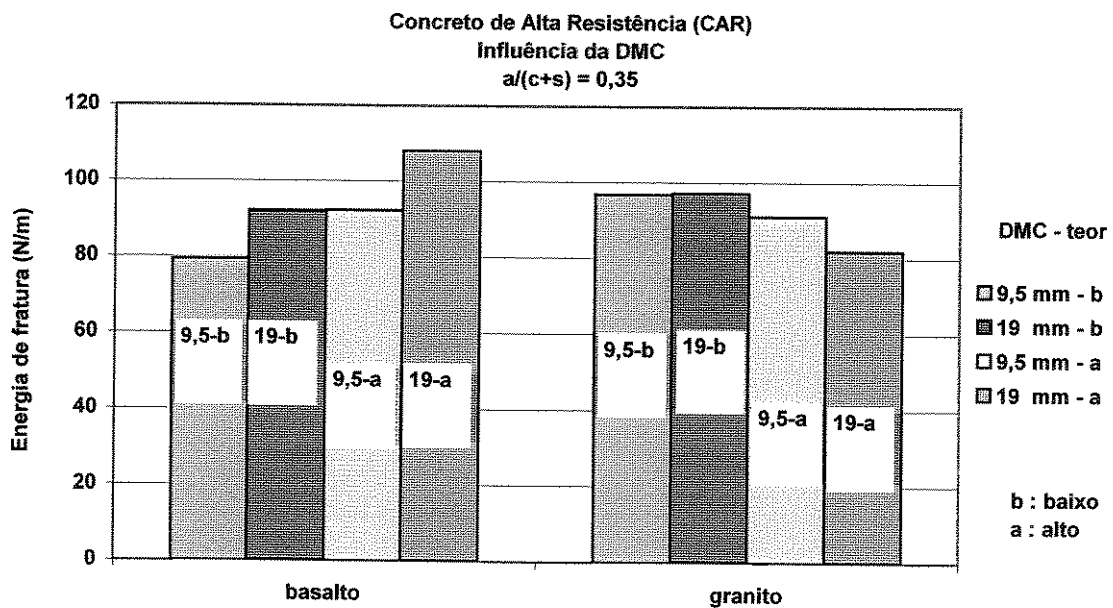


Figura 4.53 Influência da DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_{Ic}^S), do CAR

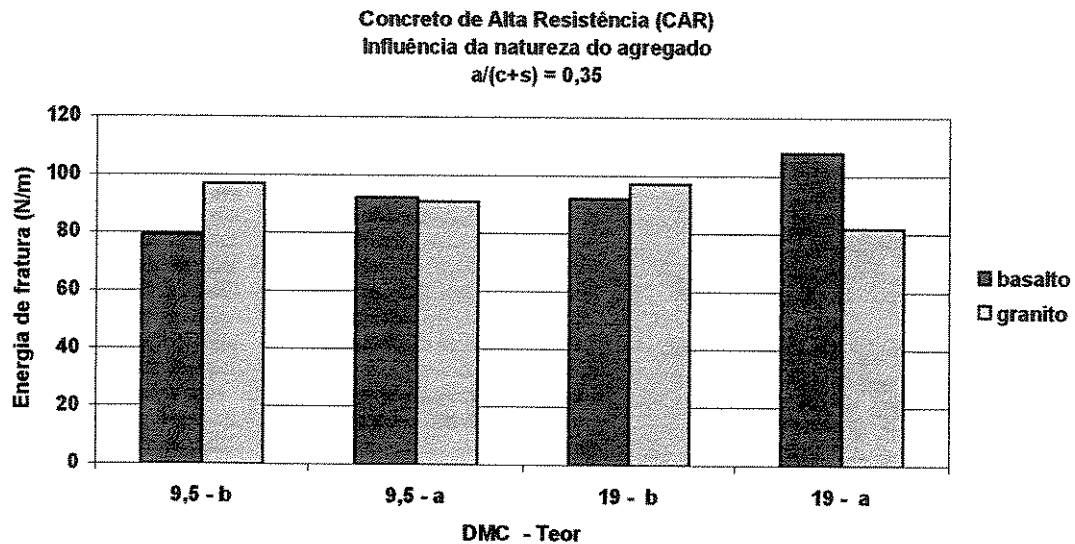


Figura 4.54 Influência da natureza do agregado na energia de fratura (G_{Ic}^S) do CAR

4.5.3 Energia de fratura (G_F)

G_F : representa a energia por unidade de área até a completa separação do material.

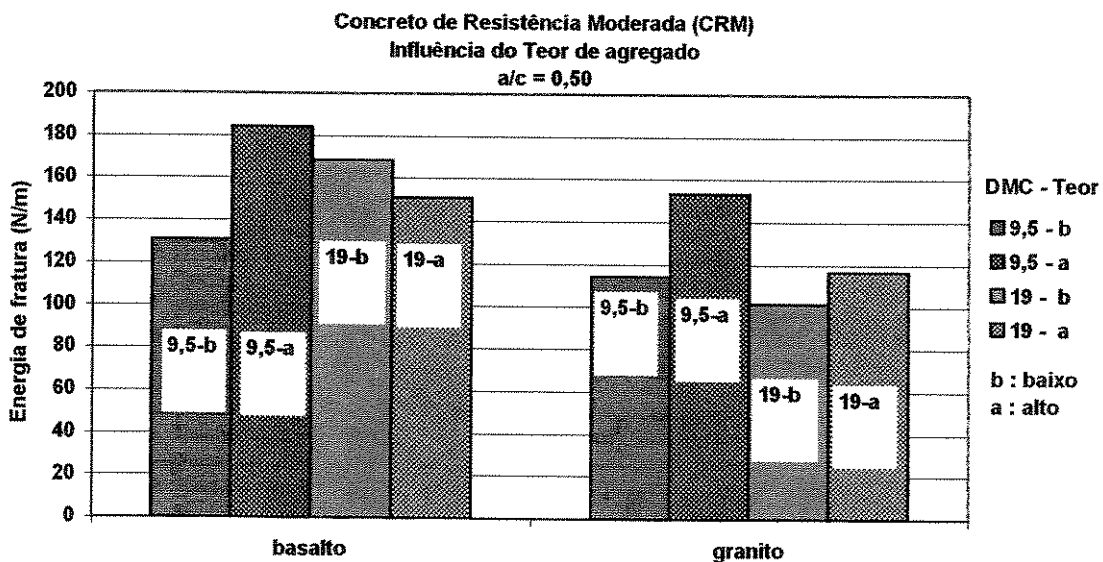


Figura 4.55 Influência do teor de agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CRM

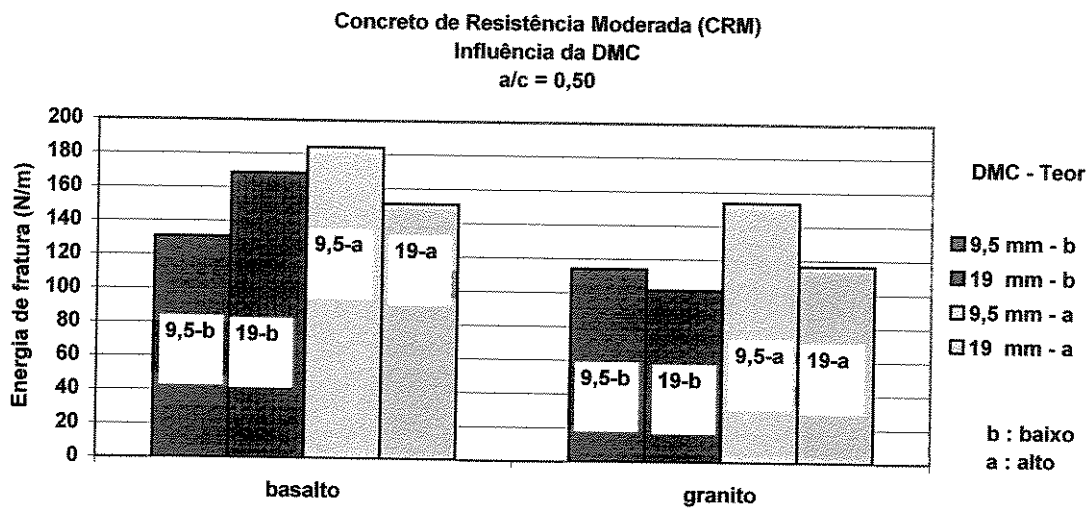


Figura 4.56 Influência da DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CRM

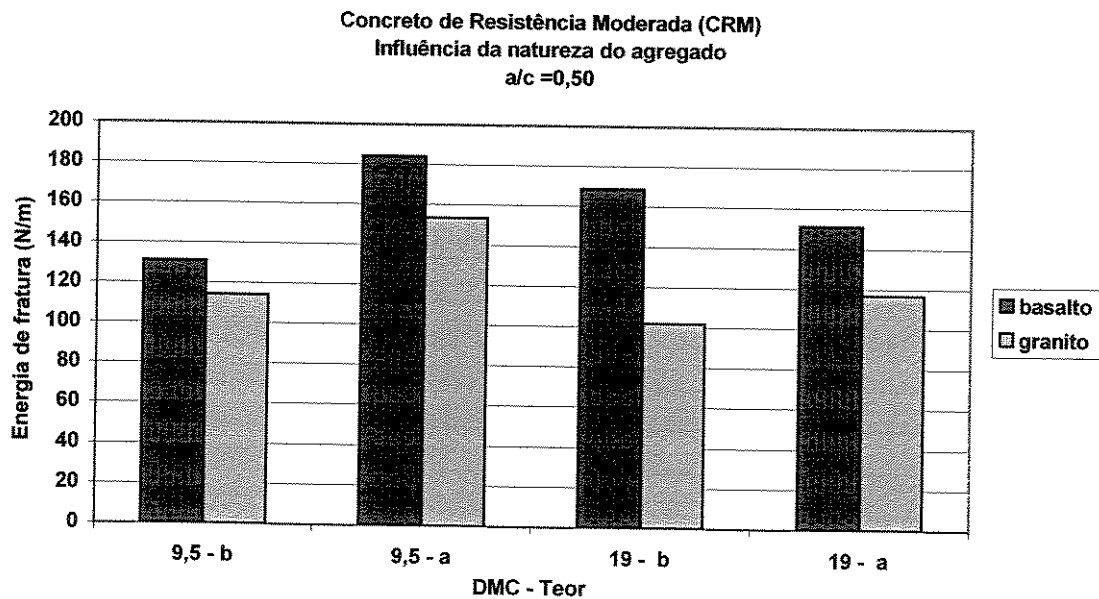


Figura 4.57 Influência da natureza do agregado graúdo na energia de fratura (G_F) do CRM.

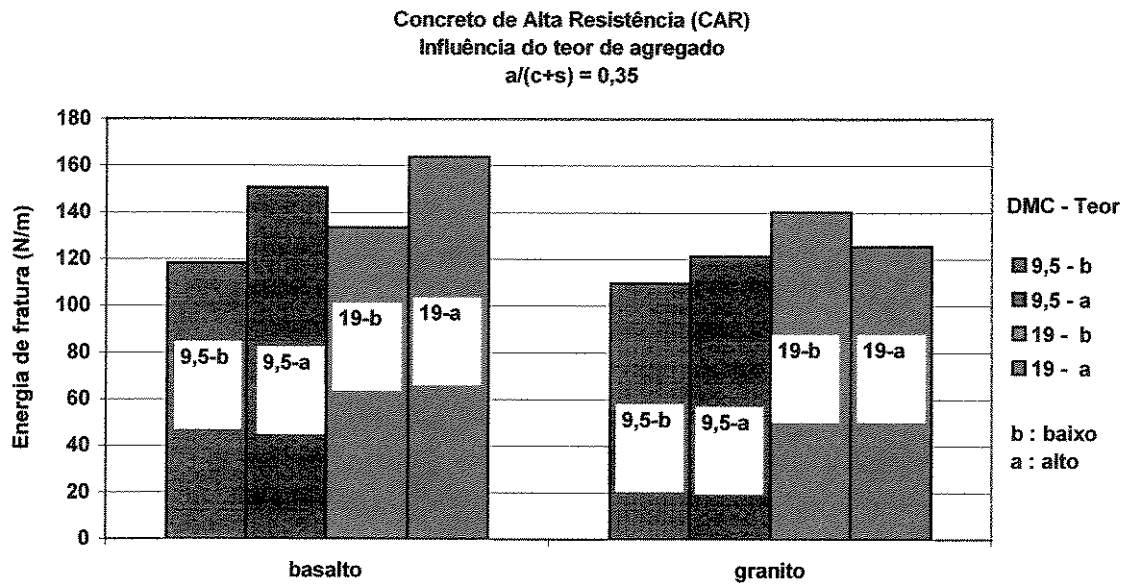


Figura 4.58 Influência do teor de agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CAR.

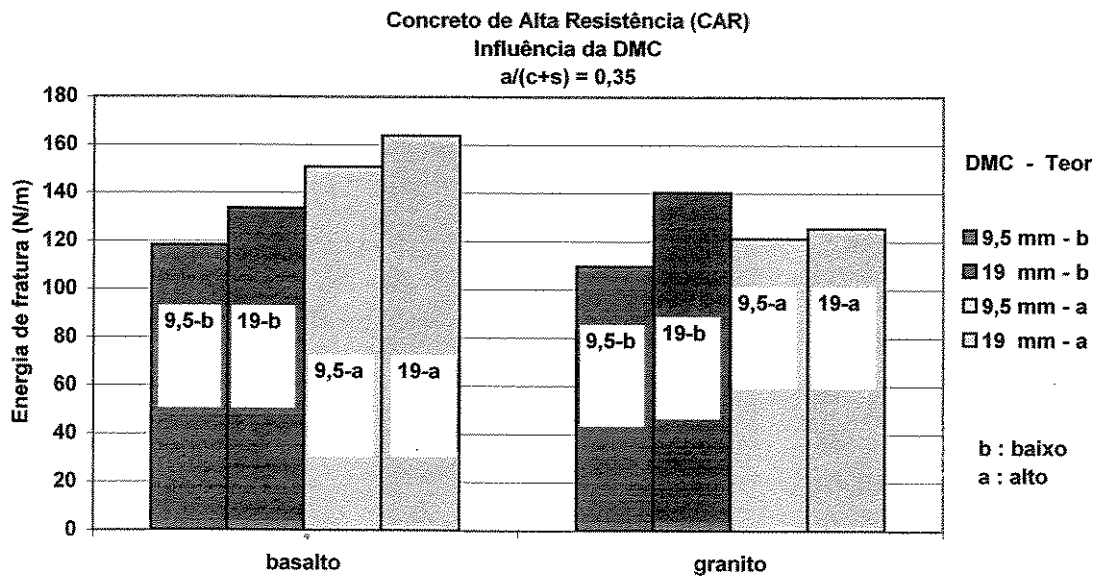


Figura 4.59 Influência da DMC do agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CAR.

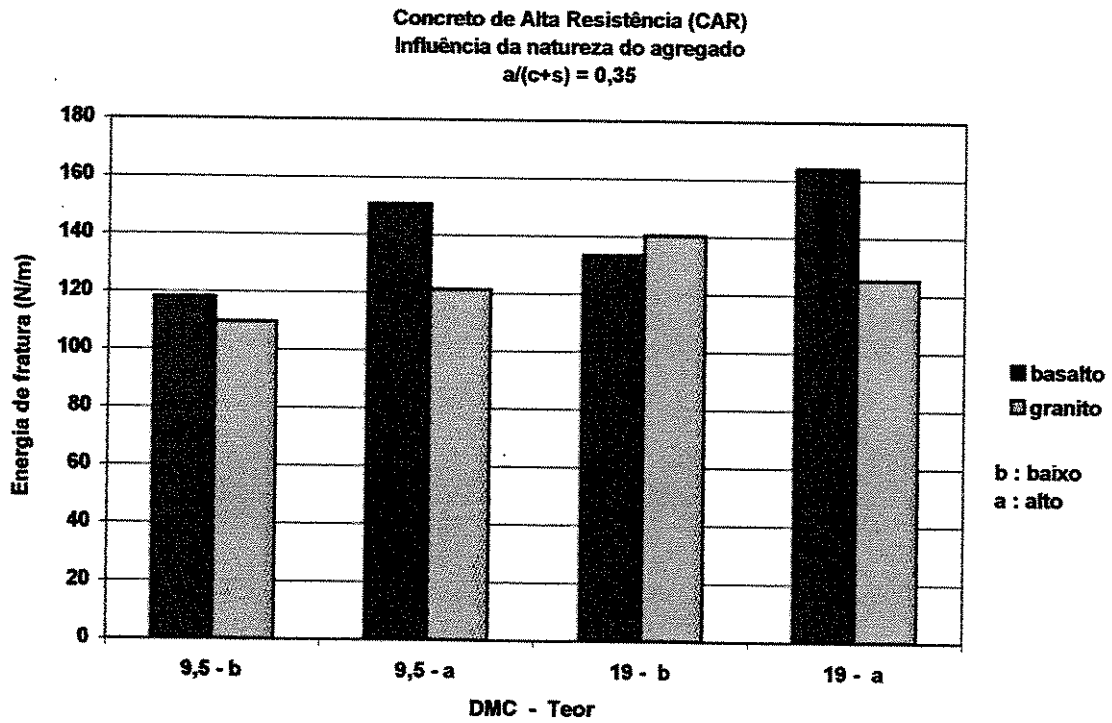


Figura 4.60 Influência da natureza do agregado graúdo na energia de fratura (G_F), do CAR

Capítulo 5

Análise dos resultados

Neste capítulo são analisados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental apresentados no capítulo 4. São feitas considerações sobre os efeitos do tipo, tamanho e consumo de agregado graúdo no comportamento do concreto de moderada e alta resistência, e a relação entre a resistência à compressão, à tração por compressão diametral, à tração na flexão, módulo de elasticidade e energia de fratura. Para facilitar a discussão dos resultados dos ensaios às tabelas 5.1.1 a 5.1.3 e 5.2.1 a 5.2.3 apresentam as propriedades mais significativas do concreto endurecido com um resumo das notações usadas. As resistências à compressão (f_c), à tração por compressão diametral ou resistência média à tração indireta ($f_{ct,sp}$), à tração por flexão (módulo de ruptura com carregamento central) ($f_{ct,f}$), e o módulo secante de elasticidade (E_{cs}) foram medidos aos 28 dias; entretanto, a energia de fratura (G_F e G_{Ic}^S) e a tenacidade à fratura (K_{Ic}^S) foram executadas em idade maior do que 28 dias. Os valores dados são a média de três resultados de ensaios. Os coeficientes de variação foram na ordem de 0,26-10,5% para a resistência à compressão, 0,06-18,6% para tração na flexão, e 0,20-11,69% para tração por compressão diametral. Para a tenacidade à fratura este coeficiente variou de 2,5 – 16,8%. No caso da energia para alguns concretos os resultados indicaram um comportamento não homogêneo à fratura. Nesta variação estão incluídos tanto os concretos de resistência moderada (CRM) como também os concretos de alta resistência (CAR).

Tabela 5.1.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS E DE FRATURA DOS CRM ESTUDADOS.

INFLUÊNCIA DO TEOR DE AGREGADO

Misturas	Resistência à Compressão. (MPa)			Resistência à Tração (MPa)		M.Elasticidade (GPa)	Energia de fratura (N/m)			Tenacidade á fratura		Comprimento característico
	Axial 28 dias	Modificada 28 dias	Modificada >28 dias	C.Diametral 28 dias ($f_{ct,sp}$)	MOR 28 dias ($f_{ct,t}$)	Compressão 28 dias (E_{cs})	Flexão > 28 dias (E')	G_{Ic}^S >28 dias	G_F >28 dias	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m}) >28 dias	CTOD (mm) _c	l_{ch} (mm)
RM-B9,5-b	61,45	62,93	64,40	5,04	6,84	42,46	27,97	77,24	130,86	1,5	0,016	144
RM-B9,5-a	58,98	59,86	61,36	4,48	6,76	42,01	44,01	75,86	184,13	1,8	0,019	404
RM-B19-b	57,12	65,93	70,66	4,66	5,78	42,35	38,36	62,75	168,70	1,5	0,018	298
RM-B19-a	49,78	57,76	61,50	4,01	5,4	40,74	39,05	66,67	150,97	1,6	0,015	367
RM-G9,5-b	53,04	57,53	58,20	4,25	5,11	41,79	24,11	71,30	114,12	1,3	0,016	152
RM-G9,5-a	47,61	55,00	57,61	3,77	5,71	35,52	28,79	84,68	153,58	1,6	0,045	311
RM-G19-b	54,10	54,83	59,80	4,34	5,06	34,06	25,50	66,75	101,75	1,3	0,013	138
RM-G19-a	50,37	50,83	56,50	4,28	4,79	31,70	26,09	61,17	116,64	1,3	0,017	166

RM : Resistência moderada B : basalto G : granito DMC : 9,5 mm e 19 mm; b : baixo teor de agregado; a: alto teor de agregado

Tabela 5.1.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS E DE FRATURA DOS CRM ESTUDADOS.

INFLUÊNCIA DA DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA (DMC)

Misturas	Resistência à Compressão. (MPa)			Resistência (MPa)		M.Elasticidade (GPa)		Energia de fratura (N/m)		Tenacidade à fratura		Comprimento característico
	Axial 28 dias	Modificada 28 dias	Modificada >28 dias	C.Diametral 28 dias ($f_{ct,sp}$)	MOR 28 dias ($f_{ct,t}$)	Compressão 28 dias (E_{ca})	Flexão 28 dias (E')	G_{Ic}^S >28 dias	G_F >28 dias	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m}) >28 dias	CTOD (mm) _c	l_{ch} (mm)
RM- B9,5-b	61,45	62,93	64,40	5,04	6,84	42,46	27,97	77,24	130,86	1,5	0,016	144
RM- B19-b	57,12	65,93	70,66	4,66	5,78	42,35	38,36	62,75	168,70	1,5	0,018	298
RM-B9,5- a	58,98	59,86	61,36	4,48	6,76	42,01	44,01	75,86	184,13	1,8	0,019	404
RM-B19-a	49,78	57,76	61,50	4,01	5,4	40,74	39,05	66,67	150,97	1,6	0,015	367
RM-G9,5-b	53,04	57,53	58,20	4,25	5,11	41,79	24,11	71,30	114,12	1,3	0,016	152
RM-G19-b	54,10	54,83	59,80	4,34	5,06	34,06	25,50	66,75	101,75	1,3	0,013	138
RM-G9,5-a	47,61	55,00	57,61	3,77	5,71	35,52	28,79	84,68	153,58	1,6	0,045	311
RM-G19- a	50,37	50,83	56,50	4,28	4,79	31,70	26,09	61,17	116,64	1,3	0,017	166

RM : Resistência moderada B : basalto G : granito DMC : 9,5 mm e 19 mm; b : baixo teor de agregado; a: alto teor de agregado

Tabela 5.1.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS E DE FRATURA DOS CRM ESTUDADOS.

INFLUÊNCIA DA NATUREZA DO AGREGADO

Misturas	Resistência à Compressão. (MPa)			Resistência (MPa)		M.Elasticidade (GPa)		Energia de fratura (N/m)		Tenacidade à fratura		Comprimento característico
	Axial 28 dias	Modificada 28 dias	Modificada >28 dias	C.Diametral 28 dias ($f_{ct,sp}$)	MOR 28 dias ($f_{ct,t}$)	Compressão 28 dias (E_{cs})	Flexão 28 dias (E')	G_{Ic}^S >28 dias	G_{II} >28 dias	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m}) >28 dias	CTOD (mm) _c	
RM- B9,5-b	61,45	62,93	64,40	5,04	6,84	42,46	27,97	77,24	130,86	1,5	0,016	144
RM-G9,5-b	53,04	57,53	58,20	4,25	5,11	41,79	24,11	71,30	114,12	1,3	0,016	152
RM-B9,5- a	58,98	59,86	61,36	4,48	6,76	42,01	44,01	75,86	184,13	1,8	0,019	404
RM-G9,5-a	47,61	55,00	57,61	3,77	5,71	35,52	28,79	84,68	153,58	1,6	0,045	311
RM-B19-b	57,12	65,93	70,66	4,66	5,78	42,35	38,36	62,75	168,70	1,5	0,018	298
RM-G19-b	54,10	54,83	59,80	4,34	5,06	34,06	25,50	66,75	101,75	1,3	0,013	138
RM-B19-a	49,78	57,76	61,50	4,01	5,4	40,74	39,05	66,67	150,97	1,6	0,015	367
RM-G19- a	50,37	50,83	56,50	4,28	4,79	31,70	26,09	61,17	116,64	1,3	0,017	166

RM : Resistência moderada B : basalto G : granito DMC : 9,5 mm e 19 mm; b : baixo teor de agregado; a: alto teor de agregado

Tabela 5.2.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS E DE FRATURA DOS CAR ESTUDADOS.

INFLUÊNCIA DO TEOR DE AGREGADO

Misturas	Resistência à Compressão. (MPa)			Resistência à Tração (MPa)		M.Elasticidade (GPa)		Energia de fratura (N/m)		Tenacidade à fratura		Comprimento característico
	Axial 28 dias	Modificada 28 dias	Modificada >28 dias	C.Diametral 28 dias ($f_{ct,sp}$)	MOR 28 dias ($f_{ct,t}$)	Compressão 28 dias (E_{cs})	Flexão > 28 dias (E')	G_{Ic}^S >28 dias	G_F >28 dias	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m}) >28 dias	CTOD (mm) _c	l_{ch} (mm)
AR-B9,5-b	96,55	89,30	100,50	7,31	9,03	49,17	47,26	79,26	118,17	1,9	0,012	105
AR-B9,5-a	106,76	99,60	99,10	6,68	12,08	46,71	46,33	92,23	150,71	2,1	0,015	156
AR-B19-b	102,70	96,98	96,93	6,87	10,96	52,28	45,55	92,06	133,51	2,1	0,013	129
AR-B19-a	93,06	95,50	97,76	6,53	10,40	51,64	45,71	108,09	163,85	2,2	0,020	176
AR-G9,5-b	84,37	87,40	80,56	4,87	10,02	39,33	37,82	96,79	109,65	1,9	0,014	175
AR-G9,5-a	76,43	74,20	79,36	5,06	8,90	36,66	33,88	91,01	121,33	1,8	0,013	161
AR-G19-b	90,36	87,66	85,53	5,20	8,80	48,11	35,04	97,17	140,33	1,8	0,015	182
AR-G19-a	90,09	84,40	84,03	5,36	9,10	38,75	38,93	81,99	125,46	1,7	0,014	170

AR : Alta Resistência B : basalto G : granito DMC : 9,5 mm e 19 mm; b : baixo teor de agregado; a : alto teor de agregado

Tabela 5.2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS E DE FRATURA DOS CAR ESTUDADOS.

INFLUÊNCIA DA DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA (DMC)

Misturas	Resistência à Compressão. (MPa)			Resistência (MPa)		M.Elasticidade (GPa)	Energia de fratura (N/m)			Tenacidade à fratura		Comprimento característico
	Axial 28 dias	Modificada 28 dias	Modificada >28 dias	C.Diametral 28 dias ($f_{ct,sp}$)	MOR 28 dias ($f_{ct,t}$)	Compressão 28 dias (E_{cs})	Flexão 28 dias (E')	G_{Ic}^S >28 dias	G_F >28 dias	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m}) >28 dias	CTOD (mm) _c	l_{ch} (mm)
AR- B9,5-b	96,55	89,30	100,50	7,31	9,03	49,17	47,26	79,26	118,17	1,9	0,012	105
AR- B19-b	102,70	96,98	96,93	6,87	10,96	52,28	45,55	92,06	133,51	2,1	0,013	129
AR-B9,5- a	106,76	99,60	99,10	6,68	12,08	46,71	46,33	92,23	150,71	2,1	0,015	156
AR-B19-a	93,06	95,50	97,76	6,53	10,40	51,64	45,71	108,09	163,85	2,2	0,020	176
AR-G9,5-b	84,37	87,40	80,56	4,87	10,02	39,33	37,82	96,79	109,65	1,9	0,014	175
AR-G19-b	90,36	87,66	85,53	5,20	8,80	48,11	35,04	97,17	140,33	1,8	0,015	182
AR-G9,5-a	76,43	74,20	79,36	5,06	8,90	36,66	33,88	91,01	121,33	1,8	0,013	161
AR-G19- a	90,09	84,40	84,03	5,36	9,10	38,75	38,93	81,99	125,46	1,7	0,014	170

AR : Alta Resistência B : basalto G : granito DMC : 9,5 mm e 19 mm; b : baixo teor de agregado; a: alto teor de agregado

Tabela 5.2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS E DE FRATURA DOS CAR ESTUDADOS.

INFLUÊNCIA DA NATUREZA DO AGREGADO

Misturas	Resistência à Compressão. (MPa)			Resistência (MPa)		M.Elasticidade (GPa)		Energia de fratura (N/m)		Tenacidade à fratura		Comprimento característico
	Axial 28 dias	Modificada 28 dias	Modificada >28 dias	C.Diametral 28 dias ($f_{ct,sp}$)	MOR 28 dias ($f_{ct,t}$)	Compressão 28 dias (E_{cs})	Flexão 28 dias (E')	G_{Ic}^S >28 dias	G_F >28 dias	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m}) >28 dias	CTOD (mm) _c	l_{ch} (mm)
AR- B9,5-b	96,55	89,30	100,50	7,31	9,03	49,17	47,26	79,26	118,17	1,9	0,012	105
AR-G9,5-b	84,37	87,40	80,56	4,87	10,02	39,33	37,82	96,79	109,65	1,9	0,014	175
AR-B9,5- a	106,76	99,60	99,10	6,68	12,08	46,71	46,33	92,23	150,71	2,1	0,015	156
AR-G9,5-a	76,43	74,20	79,36	5,06	8,90	36,66	33,88	91,01	121,33	1,8	0,013	161
AR-B19-b	102,70	96,98	96,93	6,87	10,96	52,28	45,55	92,06	133,51	2,1	0,013	129
AR-G19-b	90,36	87,66	85,53	5,20	8,80	48,11	35,04	97,17	140,33	1,8	0,015	182
AR-B19-a	93,06	95,50	97,76	6,53	10,40	51,64	45,71	108,09	163,85	2,2	0,020	176
AR-G19- a	90,09	84,40	84,03	5,36	9,10	38,75	38,93	81,99	125,46	1,7	0,014	170

AR : Alta Resistência B : basalto G : granito DMC : 9,5 mm e 19 mm; b : baixo teor de agregado; a: alto teor de agregado

5.1 Influência da dimensão máxima característica (DMC), natureza e consumo do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do CRM.

5.1.1 Resistência à compressão

As tabelas 2A e 4A, do anexo A resumem os resultados obtidos para a resistência à compressão axial e modificada para o concreto de resistência moderada.

A tabela 5.1.2 mostra a influência da dimensão máxima característica (DMC) sobre as propriedades mecânicas e de fratura das misturas de concreto com resistência moderada (CRM). A resistência à compressão do concreto varia entre 47 MPa e 61 MPa. Como pode ser visto na figura 4.1, a resistência à compressão é afetada pela DMC do concreto. Para o basalto a resistência à compressão aumenta com a diminuição da DMC (7,5 a 18,5%), enquanto para o granito ocorre o inverso, isto é, há um ligeiro aumento da resistência à compressão com o aumento da DMC (2% a 6%). Nos ensaios de resistência à compressão modificada dos corpos de prova cúbicos observa-se uma tendência de aumento da resistência com a diminuição da DMC figura 4.4. Segundo METHA; MONTEIRO (1993) em misturas de concreto, com relações água/cimento (a/c) maiores que 0,40 a resistência da argamassa e da zona de transição são fatores limitantes da resistência do material.

Para o basalto as alterações promovidas na zona de transição pasta-agregado quando da utilização de agregados com menores dimensões máxima características, resultando em menores espessuras, diminuição da relação água/cimento na periferia do agregado e melhor distribuição de tensões devido ao aumento da superfície específica disponível para contato, contribuíram para o aumento da resistência do concreto à compressão com a diminuição da DMC do agregado.

Para o granito, outros fatores como, forma e graduação, podem ter influenciado para o ligeiro aumento da resistência com o aumento do diâmetro máximo. Os resultados encontrados coincidem com os relatados por RAO; PRASAD (2002).

Na figura 4.7 observa-se a diminuição da influência da DMC na resistência à compressão do concreto. Isto se deve a uma maior maturidade da pasta de cimento endurecida. Como o processo de hidratação continua, a diferença entre os agregados e a matriz diminui.

Na figura. 4.2 e na tabela 5.1.1 observa-se uma ligeira tendência de aumento na resistência à compressão (4-13%) com a redução do teor de agregado na mistura para os dois tipos de ensaios. Do ponto de vista de lançamento do concreto, quando a quantidade de agregado aumenta, para uma mesma relação água/cimento, a trabalhabilidade pode ser uma das razões para o decréscimo da resistência à compressão com o aumento da quantidade de agregado. Outra possível explicação é que com aumento no teor de agregado graúdo a espessura e porosidade da zona de transição ficam mais altas, diminuindo a resistência desta RAO; PRASAD (2002).

Conforme a teoria dos compósitos, segundo a qual a resistência aumenta com a adição de partículas, não se aplica neste caso, ao concreto. Por outro lado, a matriz de cimento é enfraquecida devido à grande quantidade de interface criada pela adição do agregado. Esses dois efeitos opostos se compensam, e a combinação deles, leva a um ligeiro declínio na resistência AMPARANO et al (2000). Na figura 4.8, nota-se também, a diminuição da influência do teor de agregado na resistência à compressão com a idade, devido à melhora da resistência da zona de transição.

Quanto à influência da natureza do agregado, observa-se nas figuras 4.3 e 4.6 e na tabela 5.1.3, que os concretos produzidos com basalto no programa experimental, apresentaram as maiores resistências à compressão axial. Isto pode ser atribuído à resistência mecânica, absorção, as características de aderência e forma das partículas dos agregado graúdo. Na figura 4.8 observa-se um ligeiro declínio da influência da natureza do agregado graúdo na resistência à compressão dos CRM, com a idade.

5.1.2 Resistência à Tração

As tabelas 8A e 10A do anexo A, resumem os resultados obtidos para a resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos e para a resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos do concreto de resistência moderada.

As resistências dos concretos à tração medidas através dos ensaios de compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos e à flexão em corpos de provas prismáticos estão mostradas nas figuras 4.19 a 4.21 e 4.25 a 4.27. As razões entre as resistências à tração e à compressão estão em torno de 8% e 10% para a tração por compressão diametral e a tração na flexão, respectivamente. Esta faixa de valores está de acordo com o que é encontrado na literatura internacional.

Observa-se nas figuras 4.19 a 4.21 e 4.25 a 4.27 que o teor de agregado graúdo (tabela 5.1.1), dimensão máxima característica (tabela 5.1.2) e natureza do agregado (tabela 5.1.3) influem na resistência à tração por compressão diametral e na tração por flexão. Embora se admita que a resistência à compressão é um indicador ou índice adequado de todos os tipos de resistências tem sido observado que as relações entre os vários tipos de resistências, são influenciadas por fatores tais como: os métodos pelo quais a resistência à tração é medida, a qualidade do concreto, as características dos agregados e aditivos no concreto. Percebe-se claramente (tabelas 5.1.1 a 5.1.3) que as resistências à compressão e à tração estão intimamente relacionadas; contudo, não há uma proporcionalidade direta. Quando aumenta a resistência à compressão, aumenta também a resistência à tração, mas a uma razão decrescente. As figuras 4.19 a 4.21 mostram uma tendência de variação das resistências à tração similar aquelas apresentadas à compressão

As maiores resistências de tração na flexão e de tração por compressão diametral são com agregados de basalto provavelmente devido à forma dos agregados de granito que contribuiu para o enfraquecimento da zona de transição e a menor resistência do agregado. Isto ocorre pelos mesmos motivos observados na resistência à compressão. Nota-se nas figuras 4.21 e 4.27 a influência da natureza do agregado tanto na tração por compressão diametral como na tração por flexão.

Observa-se nas figuras, 4.19 e 4.25 e na tabela 5.1.1 que a resistência à tração aumenta com a diminuição do teor de agregado. Uma possível explicação, para o aumento da resistência à tração com a diminuição do teor de agregado é o aumento de microfissuras na zona de transição causadas pela adição do agregado e a formação de filmes espessos de água ao redor do agregado graúdo. Como a porosidade é maior do que a da pasta de cimento, conclui-se que, a resistência da zona de transição é menor.

Nota-se na figura 4.20 e na tabela 5.1.2 que, para o basalto, a resistência à tração por compressão diametral aumenta com a diminuição do diâmetro. Enquanto, para o granito ocorre o inverso, isto é, a resistência à tração aumenta com o aumento do diâmetro máximo. Na figura 4.26 observa-se que a resistência à tração na flexão, aumenta com a diminuição do diâmetro máximo do agregado. O que está de acordo com o verificado por STRANGE; BRYANT, (1979).

5.1.3 Módulo de Elasticidade

A tabela 12A do anexo A resume os resultados obtidos para o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) feitos em corpos de prova cilíndricos de 100 x 200mm, de acordo com a norma NBR 8522. A tabela 3B do anexo B apresenta os resultados para o módulo de elasticidade (E_c') calculado da curva Carga – CMOD usando a flexibilidade inicial como descrito por SHAH et al (1995). Cada valor representa a média de três observações experimentais.

Percebe-se claramente, nas figuras 4.31 a 4.33 e 4.34 a 4.36 uma ligeira influência do teor de agregado, DMC e natureza do agregado no módulo de elasticidade, provavelmente por que estes parâmetros podem influenciar a microfissuração na zona de transição e assim afetar a forma da curva tensão-deformação. Como as propriedades elásticas do concreto são influenciadas pelas propriedades elásticas dos materiais constituintes e natureza da zona de transição entre os agregados e a pasta, nota-se que os concretos fabricados com agregados do tipo basalto apresentaram valores do módulo de elasticidade maiores que as misturas de concreto feitos com o granito (figuras 4.33 e 4.36). A figura 5.1. mostra um aumento variando de 1,6 a 28,5 % no módulo de elasticidade devido à natureza do agregado.

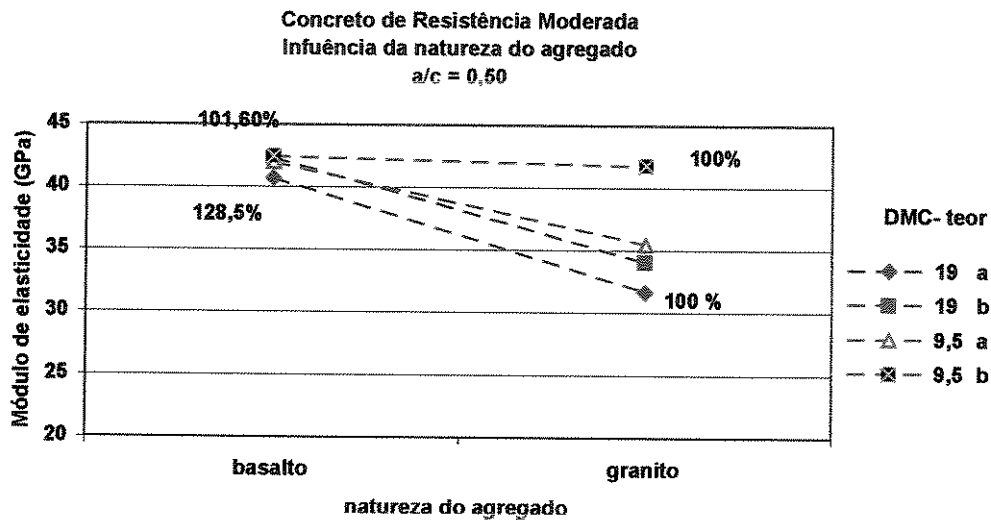


Figura 5.1 Influência da natureza do agregado graúdo no módulo de elasticidade do (CRM)

Quando a resistência do concreto é reduzida, a influência do agregado no módulo do concreto torna-se menor. Ao mesmo tempo, o módulo elástico aumenta com o aumento da resistência do concreto (tabela 5.1.3).

Como pode ser visto na figura 4.31 o módulo de elasticidade aumenta quando o teor de agregado aumenta (1 a 19,4%). O aumento do módulo de elasticidade pode ser atribuído ao aumento do teor de agregado no concreto. Em geral, quanto maior a quantidade de agregado graúdo com módulo de elasticidade mais alto em uma mistura de concreto, maior será o módulo de elasticidade do concreto (tabela 5.1.1). No módulo de elasticidade determinado no ensaio de compressão ocorreu o inverso, mas, para o basalto esta variação é inferior a 10% (figura 4.34). Para o granito outras propriedades podem ter influenciado no resultado, uma vez que houve um decréscimo na resistência, com o aumento do teor de agregado.

Nas figuras 4.32 e 4.35 e na tabela 5.1.2 observamos a influência da DMC do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CRM. No ensaio de tração na flexão em vigas entalhadas não se observa claramente a influência da DMC sobre o módulo de elasticidade. Entretanto, no ensaio de compressão axial, nota-se uma ligeira tendência de aumento do módulo com a diminuição da DMC do agregado. Na figura 4.35 é observada uma tendência similar à ocorrida

na determinação do módulo de elasticidade que leva em consideração a influência do teor de agregado graúdo. Portanto, outras propriedades podem ter influenciado no resultado.

5.1.4 Energia de fratura

A tabelas 1B e 2B do anexo B resumem os resultados obtidos para a tenacidade (K_{Ic}^S), CTOD_c, energia de fratura (G_{Ic}^S) e (G_F) do concreto de alta e moderada resistência respectivamente.

Com relação aos parâmetros estudados, percebe-se pela observação dos valores das figuras 4.43 e 5.2 que a tenacidade à fratura das misturas aumenta (4,5 a 24,6%) com o aumento da fração volumétrica do agregado de 43% para 49% na mistura seca. Isto pode em parte ser atribuído ao maior intertravamento entre as partículas. Embora o aumento da tenacidade signifique que a resistência ao fissuramento está aumentando, o comportamento a fratura realmente torna-se mais frágil. Além disso, K_{Ic} pode não ser o parâmetro mais apropriado para caracterizar a fratura do concreto. Para o concreto outros fatores como CTOD_c é necessário como no modelo de dois parâmetros. Estudos experimentais indicam que a tenacidade à fratura aumenta com o volume de agregado da dimensão máxima característica do agregado (DMC) e da textura áspera do agregado.

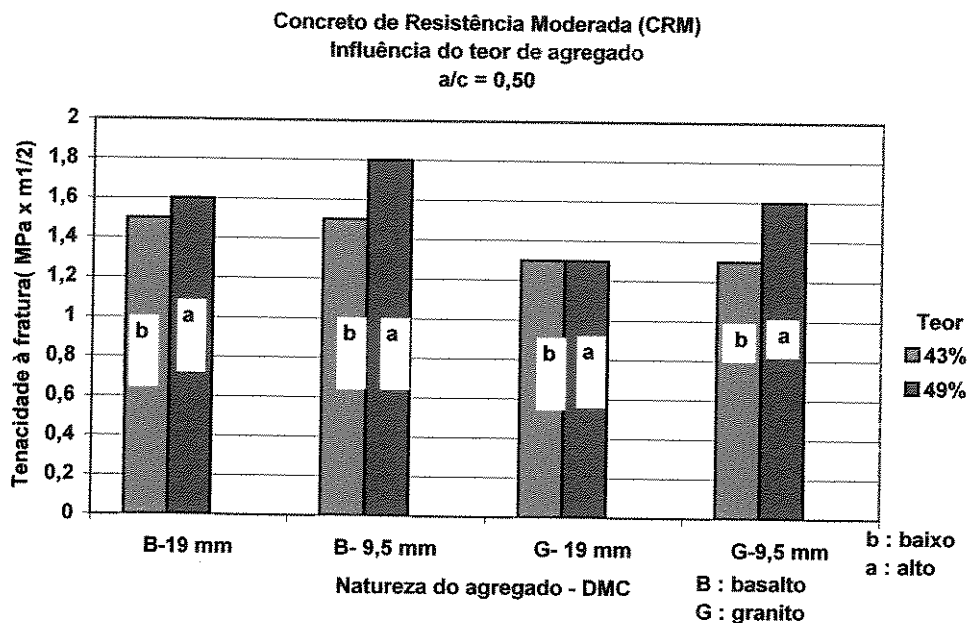


Figura 5.2 Efeitos do teor de agregado na tenacidade à fratura do CRM

Na figura 4.44 os dados não mostram uma tendência definida do efeito da DMC na tenacidade. Contudo, ZHOU et al. (1995) concluíram que o fator de intensidade de tensão crítico K_{Ic} , aumenta com a resistência à compressão, conforme indicado na figura 5.3. Estes resultados, também são consistentes com as observações de SHAH 1990 para concretos de resistência normal. O maior valor de tenacidade à fratura encontrado foi para a mistura que utiliza como agregado graúdo o basalto de 9,5 mm de DMC e com alto teor de agregado graúdo.

Observa-se na figura 4.45 que o tipo do agregado influi na tenacidade. As misturas de concreto feitos com o basalto apresentaram maiores valores de tenacidade. O que coincide com o relatado por outros pesquisadores ZHOU (1995); NALLATHAMBI (1997); PRASAD (2002). Nota-se na tabela 5.1.3 a tendência de aumento da tenacidade à fratura com o aumento da resistência e natureza do agregado.

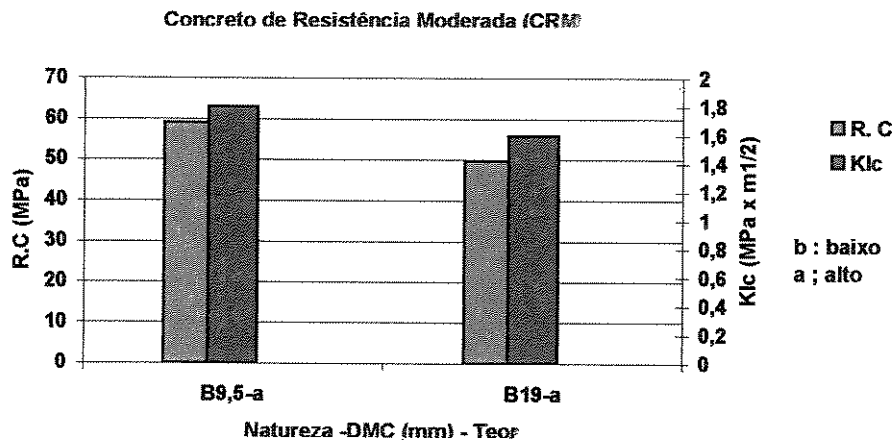


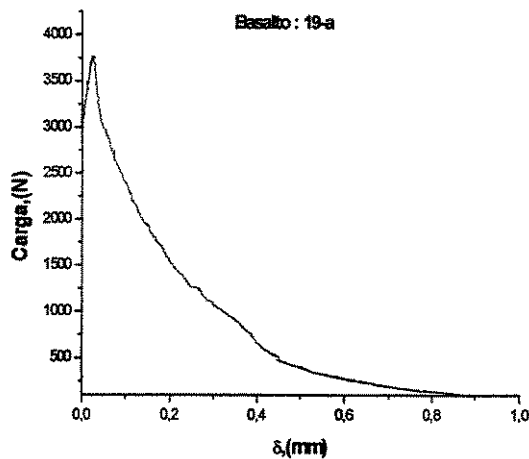
Figura 5.3 Tendência de aumento da tenacidade à fratura com o aumento da resistência à compressão do CRM.

As figuras 4.49 e 4.55 ilustram os efeitos do teor de agregados sobre a energia de fratura G_{Ic}^S e G_F respectivamente. Observa-se, na figura 4.49 a tendência da energia de fratura G_{Ic}^S aumentar com o acréscimo do teor de agregado (6 a 18%) para duas misturas de concreto feitas com basalto e granito. Para as outras duas misturas de concretos o decréscimo da tenacidade à fratura com o aumento do teor de agregado varia de (1,8 a 9%). AMPARANO (2000), concluiu que a energia de fratura diminui com o aumento da quantidade de agregado até um valor mínimo; a partir disso, começa a crescer.

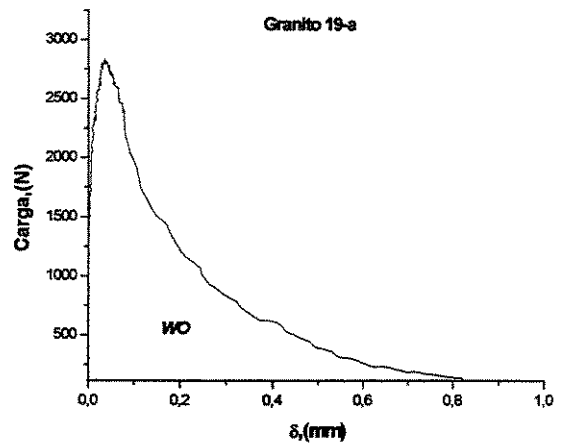
Observa-se na figura 4.55 que a energia de fratura G_F cresce quando o teor de agregado na mistura aumenta (14,6 a 40,7%). Contudo, o efeito oposto é observado no caso das misturas de basalto com DMC de 19 mm (10,6%), nota-se que a energia de fratura diminui com o aumento do teor de agregado. Isto pode ser devido ao melhoramento da ligação na interface, que resultou no desenvolvimento da fratura através do agregado. AMPARANO (2000), utilizando o método do efeito tamanho, concluiu que G_F decresce com o aumento da quantidade de agregado e alcança um valor mínimo $V_a = 65 \%$, e então começa a crescer.

Observa-se na figura 4.50-4.56 e na tabela 5.1.2 para a faixa pesquisada que tanto o valor de G_{Ic}^S como G_F aumentam quando o diâmetro máximo diminui, exceto para as misturas RM-B19-b e RM-B 9,5-b onde o valor de G_F aumenta com o aumento do diâmetro máximo. PETERSSON (1980) relatou que a energia de fratura não é afetada pela DMC dos agregados. ZHOU et al (1995) concluiu que a energia de fratura aumenta com a dureza e tamanho do agregado.

Nota-se nas figuras 4.51 e 4.57 a influência da natureza do agregado na energia de fratura do concreto. Ilustra-se na figura 4.51 e na tabela 5.1.3 que para os tipos de agregados pesquisados os resultados não foram conclusivos, em relação a influência da natureza do agregado na energia de fratura G_{Ic}^S . Segundo GIACCIO, G.; ZERBINO, R. (1998), para a mesma DMC, a energia de fratura depende do tipo de agregado, resistência, dureza, forma e textura da superfície dos agregados, pois os mesmos afetam a superfície de fratura do concreto. Na figura 4.57 observa-se que a energia de fratura G_F é maior para as misturas executadas com o agregado do tipo basalto. A tabela 5.1.3 mostra a variação da energia de fratura e a característica de comprimento com a resistência à compressão. As figuras 5.4 e 5.5 representam a curva carga-deslocamento do CRM para os concretos feitos com basalto e granito, com DMC de 19 mm e 9,5 mm com teor elevado de agregado. Cada curva corresponde a um ensaio individual que melhor representa a média de comportamento da mistura.

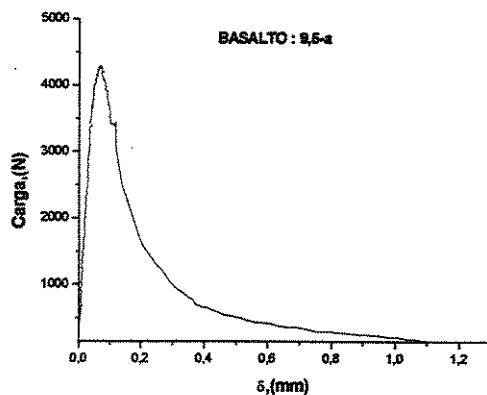


(a)

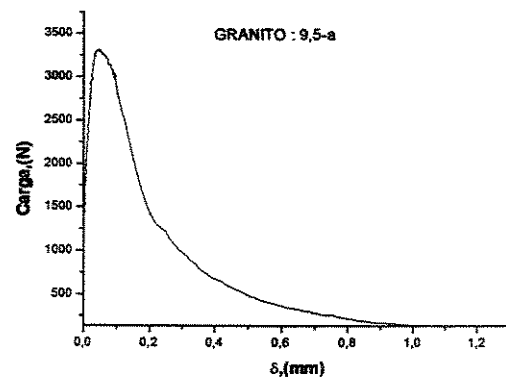


(b)

Figura 5.4 Curvas carga - deslocamento dos CRM (a) CRM-B19-a (b) CRM-G19a



(a)



(b)

Figura 5.5 Curvas carga - deslocamento dos CRM (a) CRM-B9,5-a (b) CRM-G9,5-b

É conhecido que a energia de fratura aumenta quando a resistência do concreto aumenta (tabela 5.1.3); contudo, o incremento na energia decresce quando o nível de resistência aumenta. O maior valor de δ alcançado pela mistura de concreto RM-B9,5-a, (figura 5.5) é por causa da

forma e textura do agregado que melhora o desenvolvimento da superfície tortuosa da fratura. Esta é a razão do maior valor encontrado para G_F .

5.2 Influência da dimensão máxima característica (DMC), natureza e consumo do agregado graúdo nas propriedades do CAR

5.2.1 Resistência à compressão

As Tabelas 1A e 3A do anexo A, resumem os resultados obtidos para a resistência à compressão axial e modificada para o concreto de alta resistência.

As tabelas 5.2.1, 5.2.2 e 5.2.3 mostram as influências do teor, dimensão máxima característica (DMC) e natureza dos agregados graúdos sobre as propriedades mecânicas e de fratura das misturas de concreto de alta resistência (CAR). As resistências à compressão dos concretos variam entre 76 MPa e 106 MPa.

A figura 4.10 e a tabela 5.2.2 mostram a influência da dimensão máxima característica do agregado (DMC) sobre a resistência do concreto à compressão para os concretos de alta resistência. Percebe-se que há um aumento da resistência com o aumento do diâmetro máximo, com exceção entre as misturas (9,5-a ; 19-a), onde há um aumento da resistência, com a diminuição do diâmetro.

Segundo MEHTA (1994), os tamanhos máximos de 19 e 25 mm podem, em certos casos, ser usados com sucesso. Isso é consistente se as solicitações entre pasta e agregado forem muito menores que a resistência oferecida pela zona de transição. Os resultados encontrados coincidem com as informações sobre comportamentos de fratura dos concretos de alta resistência de RAO; PRASSAD (2002); eles afirmam que a resistência à compressão do concreto aumenta quando a dimensão máxima característica dos agregados graúdos aumenta.

Conforme se observa na figura 4.11 e na tabela 5.2.1, as influências do teor de agregado graúdo sobre a resistência à compressão nos CAR não são conclusivos. Contudo, estudos da

influência do teor de agregado sobre a resistência do concreto com uma dada qualidade da pasta de cimento mostram que, quando o volume de agregado, como fração do volume total aumenta, a resistência à compressão também aumenta.

Nota-se na figura 4.12 que a resistência do concreto feito com basalto foi cerca de 3% a 40% maior quando comparados com os concretos fabricados com agregados de granito. Isto pode ser atribuído à menor resistência esperada para o agregado de granito. No concreto de alta resistência, a resistência da pasta e da zona de transição é também melhorada e sob carga, as fissuras podem se estender através dos agregados, fazendo uso da resistência potencial máxima do agregado. Esses resultados ilustram claramente a influência do tipo do agregado gráudo na resistência à compressão do concreto que é mais importante no CAR do que em CRM.

Os dados da tabela 5.2.3 indicam que o tipo de agregado gráudo tem um efeito significativo na resistência à compressão do concreto. O maior valor da resistência à compressão foi obtido na amostra de concreto preparado com agregado de basalto com diâmetro máximo de 9,5mm e com teor de agregado mais elevado (9, 5-a) e é de 106,76 MPa. O menor valor da resistência à compressão foi das amostras de concreto preparadas com agregados de granito (G9, 5-a), cujo valor é de 76,43 MPa.

Os dados revelados nesses estudos indicam que em concreto de alta resistência (concretos com fator água/aglomerantes baixo e uma alta quantidade de cimento) a resistência à compressão é dependente da qualidade do agregado gráudo. Em tais concretos a ruptura nos ensaios de compressão ocorre através das partículas de agregados gráudos bem como através da pasta de cimento hidratada. A ruptura de tais concretos é freqüentemente através dos agregados. Em misturas de concreto como as utilizadas nesse estudo, as possibilidades de ruptura só na matriz são muito raras, assim, essa fase é muito resistente. Portanto, o plano de ruptura passa através da interface pasta - agregado ou através dos agregados. Em ambos os modos de ruptura, o agregado influencia significativamente o modo de ruptura do concreto sob compressão. Os concretos ensaiados apresentaram fratura transgranular, observados nas amostras de concreto através de inspeção visual depois do ensaio à compressão. Como apresentaram limites de resistências

diferentes, isto sugere que possam estar ocorrendo deformações diferentes na matriz e/ou zona de transição.

AITCIN E MEHTA (1990) observaram que em concreto de alta resistência, a pasta de cimento endurecida e a zona de transição não são mais limitantes da resistência. O limite de resistência dos concretos de alta resistência talvez seja igual à resistência máxima dos agregados utilizados, quando a zona de transição e/ou matriz apresentarem resistência e módulo de elasticidade compatíveis com as características do agregado graúdo. Por outro lado, a mineralogia e a resistência do agregado graúdo pode controlar o limite de resistência do concreto, particularmente em um concreto de alta resistência.

A figura 5.6 mostra os resultados das resistências obtidas para os diferentes concretos de alta e moderada resistência.

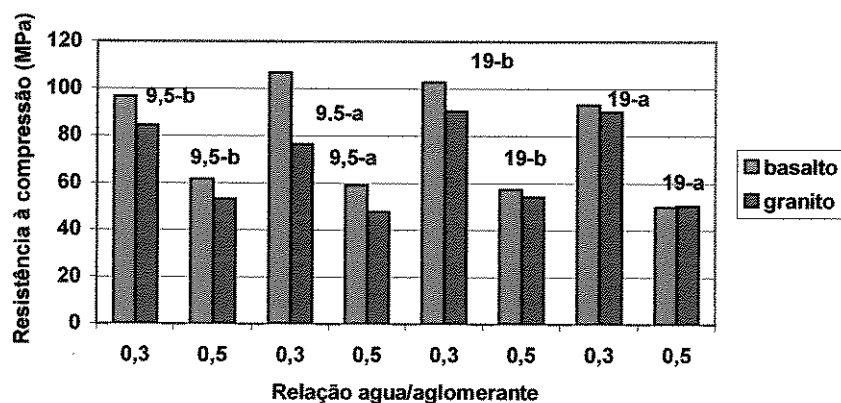


Figura 5.6 Comparação entre a Resistência à compressão do CRM e CAR

Nota-se que para o CRM preparado com basalto (9,5-b) alcançou a maior resistência à compressão. No CAR a diferença produzida pelo tipo de agregado graúdo foi maior do que no CRM.

5.2.2 Resistência à tração

As tabelas 7a e 9A do anexo A, resumem os resultados obtidos para a resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos e para a resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) de corpos-de-prova prismáticos do concreto de alta resistência.

A resistência à tração dos concretos medidos através dos ensaios de compressão diametral e tração na flexão estão mostrados nas tabelas 5.2.1 a 5.2.3 e nas figuras 4.22-4.24 e 4.28-4.30 respectivamente. A razão entre as resistências à tração e à compressão ficou em torno de 6% e 11% para tração por compressão diametral e a tração na flexão respectivamente. É sabido que esta relação diminui, quando o nível de resistência à compressão aumenta.

Os dados da tabela 5.2.3 mostram a relação entre a resistência à compressão axial, compressão diametral e tração na flexão. Como esperado, os concretos feitos com o basalto apresentaram maiores valores de resistência à tração, tanto por compressão diametral como por flexão e que a resistência à tração em ambos os casos, aumenta com o aumento da resistência à compressão.

Observa-se nas figuras 4.22 e 4.23 a semelhança nos diagramas da influência do teor de agregado e da DMC, na resistência à tração por compressão diametral. Nota-se a mesma tendência ocorrida com a resistência à compressão. Os aumentos da resistência à tração para os concretos de alta resistência comparada com os CRM são devido à zona de transição e pasta de cimento mais forte por causa da presença de sílica ativa e uma microestrutura mais densa dos concretos. É interessante notar que no ensaio de tração por compressão diametral, o valor mais alto da resistência à compressão e o valor mais alto da resistência à tração não foram encontrados no mesmo concreto. Isto mostra que a ruptura é controlada pela resistência da zona de transição.

5.2.3 Módulo de elasticidade

A tabela 11A do anexo A resume os resultados obtidos para o módulo de elasticidade secante determinado em corpos-de-prova cilíndricos de 100 x 200 mm, de acordo com a NBR 8522.

As tabelas 5.2.1 a 5.2.3 ilustram a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto de alta resistência. Observa-se, na tabela 5.2.3 e nas figuras 4.39 e 4.42, que os concretos fabricados com agregados de tipo basalto apresentaram maiores valores que o granito, o que já era esperado uma vez que os concretos preparados com agregados mais rígidos alcançam maiores valores de módulo de elasticidade.

Na tabela 5.2.2 e na figuras 4.38 e 4.41 nota-se que os concretos preparados com agregados de diâmetro máximo 19 mm apresentaram valores de módulo de elasticidade maiores.

Na tabela 5.2.1 e nas figuras 4.37 e 4.40 nota-se a pouca influência do teor de agregado, sobre o módulo de elasticidade do material, observa-se que o módulo de elasticidade diminui ligeiramente quando a fração volumétrica do agregado no concreto aumenta. A importância da qualidade do agregado graúdo nas propriedades elásticas do concreto de alta resistência, também foi mencionada por AITCIN; MEHTA (1990). Algumas diferenças significativas nos módulos de elasticidade e laços de histereses foram observadas nos concretos de alta-resistência preparados com diferentes tipos de agregados graúdos.

BAALBAKI et al (1991) também avaliaram os efeitos dos agregados graúdos nas propriedades elásticas do concreto de alta-resistência. Foi observado que o módulo de elasticidade do concreto de alta resistência é fortemente influenciado pelas propriedades do agregado graúdo. Similarmente, GIACCIO et al (1992) relataram que o módulo de elasticidade mais alto foi encontrado em concreto de alta resistência que utilizou como agregado o basalto.

Para concretos de alta resistência, o módulo de elasticidade foi mais alto por causa da dureza da argamassa e melhora da zona de transição. HOOTON (1993) *apud* GESOGLU, M. et

al. (2002), e KHATRI e SIRIVIVATNANON (1995) também encontraram que o módulo de elasticidade é principalmente uma função da resistência à compressão.

Baseado nas discussões anteriores pode-se concluir que o efeito do tipo de agregado graúdo é significativo no módulo de elasticidade quando comparado à resistência à compressão.

De acordo com AITCIN e MEHTA (1990) e BAALBAKI et al. (1991), a natureza do agregado graúdo afeta significativamente o módulo de elasticidade do concreto de alta resistência. Nas amostras estudadas, essa influência foi atribuída à estrutura da pasta altamente densa e à ligação pasta-agregado que leva o concreto comportar-se como um material compósito. Portanto, a característica dos agregados pode ser importante na determinação das propriedades elásticas dos concretos de alta resistência.

5.2.4 Energia de fratura

A tabela 1B do anexo B, resume os resultados obtidos para tenacidade $CTOD_c$ e energia de fratura do concreto de alta resistência.

Percebe-se pela observação dos valores da figura 4.46 que para o basalto a tenacidade à fratura do concreto aumenta com o aumento do teor de agregado. Curiosamente a tenacidade à fratura para os concretos feitos com o granito comporta-se de maneira oposta; isto é, a tenacidade diminui com o aumento do teor de agregado graúdo na mistura. Na tabela 5.21 observa-se o aumento da tenacidade relacionado à resistência à compressão do concreto.

A figura 4.47 ilustra a influência do diâmetro máximo, observa-se que para o basalto a tenacidade aumenta com o aumento do diâmetro máximo, enquanto, o inverso acontece com o granito, em que a tenacidade aumenta quando o diâmetro diminui. Segundo a maioria dos pesquisadores, quanto maior o tamanho do agregado graúdo maior o valor da tenacidade à fratura. A figura 4.48 mostra a influência da natureza do agregado em relação à tenacidade à fratura. Observa-se que para todas as misturas de concreto feito com basalto, a tenacidade foi maior, em até 25% do que as misturas que utilizaram, como agregado graúdo, o granito.

As figuras 4.52 a 4.54 e 4.58 a 4.60 ilustram os efeitos do teor de agregado, DMC e natureza dos agregados sobre a energia de fratura G_{Ic}^S e G_F do concreto de alta resistência.

Observa-se nas figuras 4.52 e 5.20 que para os concretos que utilizam como agregado graúdo o basalto, quando aumenta o teor de agregado na mistura aumenta a energia de fratura G_{Ic}^S , (16,36 - 17,48%); enquanto, para os concretos que contém como agregado graúdo o granito, ocorre o contrário, isto é G_{Ic}^S (6,35 - 18,5%) aumenta quando diminui o teor de agregado nas misturas de concretos. Na figura 4.55 nota-se que G_F aumenta para a maioria dos concretos com o aumento do teor de agregado nas misturas. Ilustra-se na tabela 5.2.3 que a energia de fratura G_{Ic}^S e G_F aumenta com a resistência à compressão para a maioria dos concretos.

Nota-se na tabela 5.2.2 que tanto o valor de G_{Ic}^S e G_F aumentam com o aumento da dimensão máxima característica (DMC) exceto para as misturas AR-G19-a e AR-G9, 5-a que ocorre o contrário. Segundo RAO; PRASAD (2002) o aumento da energia de fratura com o tamanho máximo do agregado graúdo ou o tamanho da heterogeneidade no concreto pode em parte ser atribuído ao aumento do entrosamento dos agregados. Quando o tamanho do agregado graúdo aumenta, os níveis de tensão na zona de transição são maiores, levando à ruptura das ligações. Enquanto no caso de misturas com diâmetro máximo menor, a tensão de ligação na zona de transição é menor devido à maior área de superfície específica do agregado. Portanto, o fracasso da zona de transição é menos provável em concretos com tamanhos de agregados menores comparados com concretos de agregados maiores. Por isto, o caminho da fissura é mais tortuoso em concretos com maiores tamanho de agregados graúdos. Uma fissura mais tortuosa resulta em aumento na energia de fratura.

Observa-se na tabela 5.2.1 que a energia de fratura G_{Ic}^S é maior para as misturas de concreto com teor mais elevado de basalto. Para as misturas com teor mais baixo de agregados graúdos, a energia de fratura é maior para aquelas que utilizam como agregado graúdo o granito.

A figura 4.60 mostra que para a maioria das misturas G_F aumenta quando utiliza como agregado graúdo o basalto. Exceção para (19-b). A tabela 5.2.3 mostra a energia de fratura, G_{Ic}^S e G_F , expressa em função da resistência à compressão. Desta tabela, conclui-se que, G_{Ic}^S e G_F , não estão diretamente correlacionados com a resistência à compressão. Isto está de acordo com os resultados publicados por MIHASHI (1991) e GUINEA et al. (2002). Segundo GUINEA et al. (2002) a resistência da interface afeta a energia de fratura de diferentes maneiras dependendo da forma das partículas.

Observa-se na figura 5.7 que o valor de G_F é praticamente o dobro do valor de G_{Ic}^S o que está de acordo com a literatura consultada. PLANAS; ELICES (1992) *apud* SHAH et. al (1995) compararam o modelo de fissura fictícia de Hillerborg, o modelo de efeito de tamanho de Bazant, e o modelo de dois parâmetros de Jenq e Shah. Em seus estudos eles obtiveram como resultado, para os parâmetros dos materiais selecionados, que $G_f = 0,52 G_F$ e $G_{Ic}^S = 0,48 G_F$ quando d (altura da viga) aproxima-se do infinito. Os valores de G_f e G_{Ic}^S são comparáveis. Contudo, o valor de G_F é aproximadamente duas vezes maior que os valores de G_f e G_{Ic}^S .

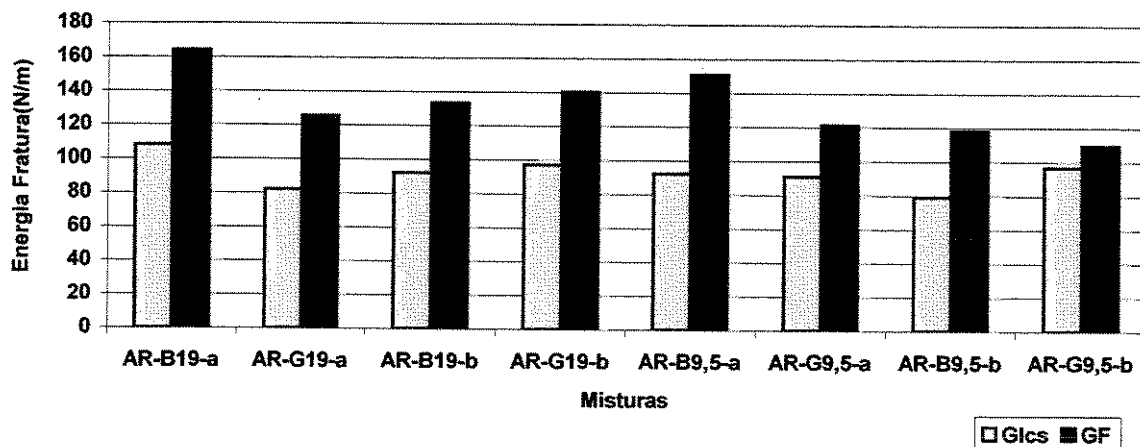


Figura 5.7 Comparação entre a Energia de fratura G_{Ic}^S e G_F

As figuras 5.8 e 5.9 mostram a curva carga-deslocamento do CAR para os concretos feitos com basalto e granito, com DMC de 19 mm e 9,5 mm com teor elevado de agregado. Cada curva corresponde a um ensaio individual que melhor representa a média de comportamento da mistura.

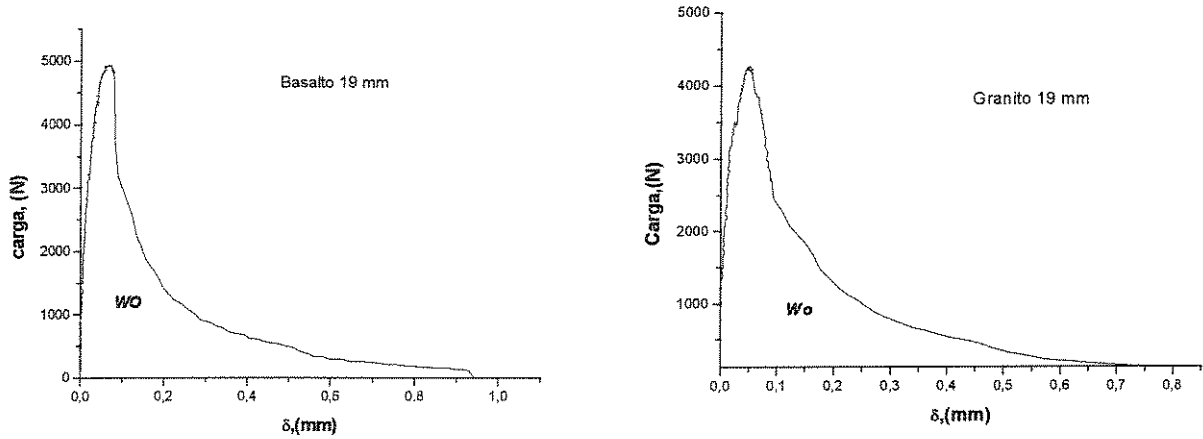


Figura 5.8 Curvas carga - deslocamento dos CAR (a) B19-a (b) G19a

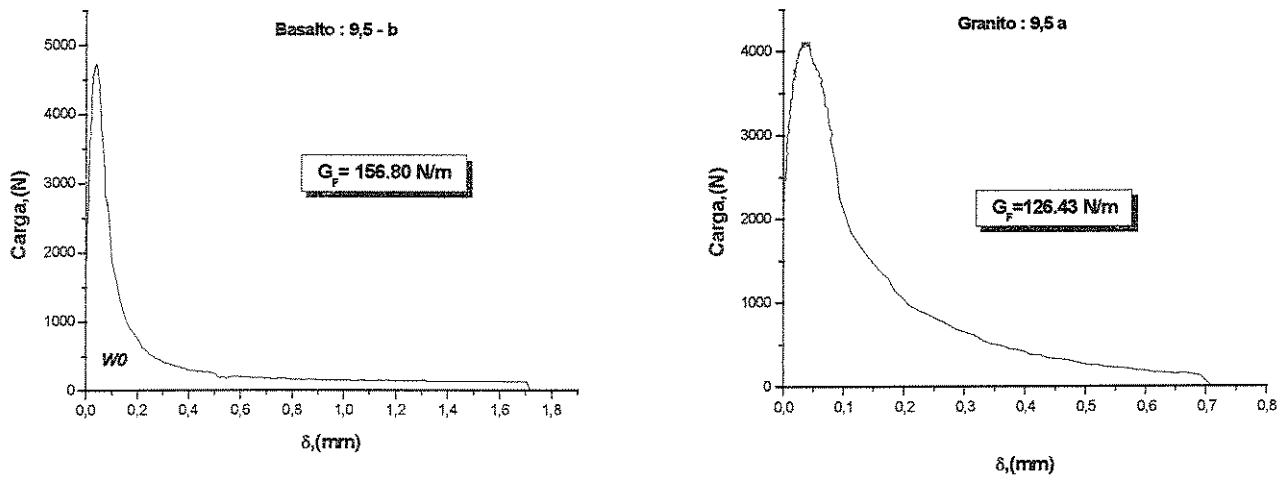


Figura 5.9 Curvas carga - deslocamento dos CAR (a) B9,5-b (b) G9,5-a

O valor mais alto de δ é alcançado para a mistura de concreto AR-B-9,5-b, provavelmente por causa da forma e textura desse agregado que aumenta o desenvolvimento da superfície de fratura. Diferenças no comportamento de fratura dos CAR são observadas nas curvas cargas – deslocamentos (figuras 5.8 e 5.9 e anexo C).

5.3 Modo de Ruptura dos corpos-de-prova de concreto

5.3.1 Concreto de resistência moderada

Todos os corpos de prova do concreto submetidos à compressão axial apresentaram as superfícies de ruptura passando em volta dos agregados e através de algumas partículas de agregados graúdos. Este fato mostra que os agregados não tiveram uma participação tão efetiva no comportamento mecânico do concreto.

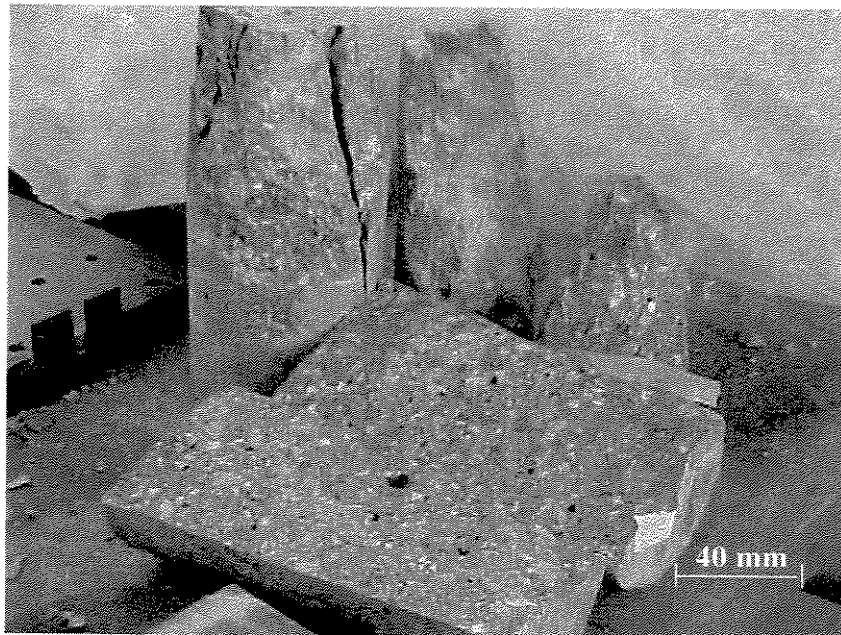


Figura 5.10 Vista geral do plano de ruptura de corpos de prova de concretos rompidos na compressão e na compressão diametral (tração indireta).

5.3.2 Concreto de alta resistência

5.3.2 Concreto de alta resistência

Todos os corpos de prova dos concretos submetidos à compressão axial, à tração por compressão diametral e à tração na flexão apresentaram, nas superfícies de ruptura mecanismos de fratura transgranular, através dos agregados graúdos, comprovando a participação efetiva dos agregados no comportamento mecânico do concreto quando as resistências são altas. Praticamente todos os corpos de provas submetidos à compressão axial apresentaram ruptura frágil, com comportamento explosivo (figura 5.11).

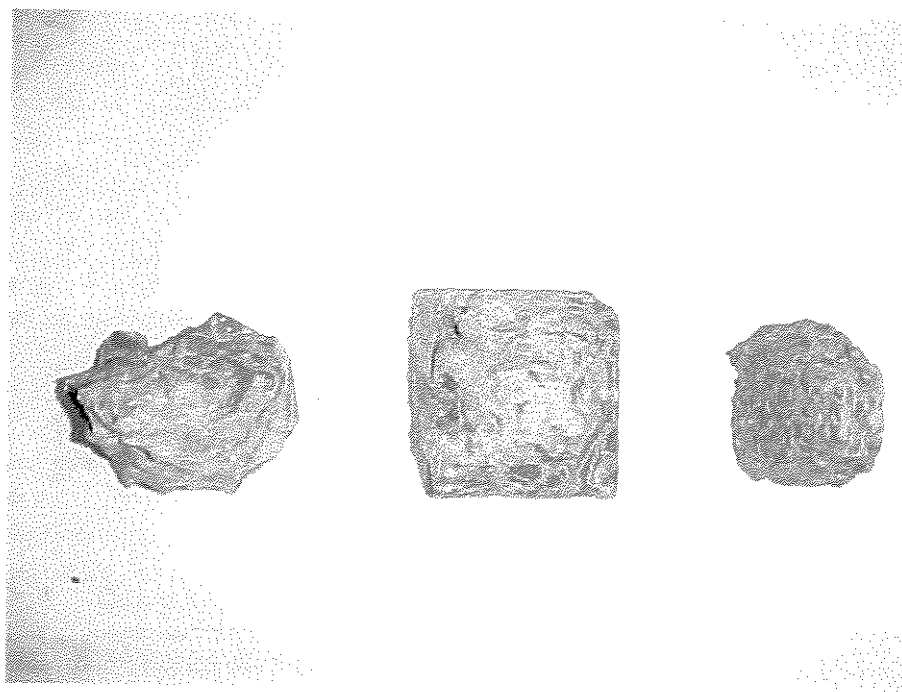


Figura 5.11 Corpos-de-prova de concretos ensaiados à compressão diametral e à tração na flexão nas quais a fratura foi transgranular.

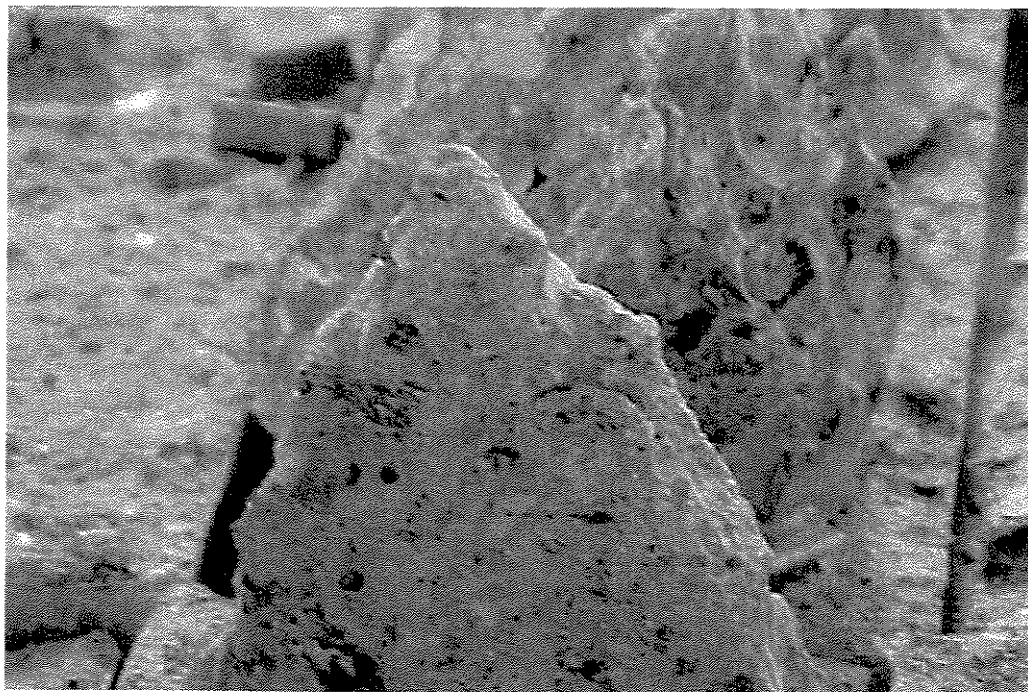


Figura 5.12 Corpos-de-prova de concreto rompidos à compressão axial nas quais a fratura foi transgranular

5.4 Comprimento Característico

A fragilidade do concreto pode ser avaliada por um parâmetro chamado de comprimento característico, $l_{ch} = EG_F / f_t^2$. Os valores dos comprimentos característicos são mostrados nas Tabela 5.1 e 5.2. Os valores encontrados são similares àqueles encontrados na literatura. No caso do concreto de resistência moderada, o comprimento característico aumenta quando o teor agregado na mistura de concreto aumenta. Enquanto no concreto de alta resistência, o comprimento característico aumenta, quando o diâmetro máximo do agregado graúdo aumenta, indicando assim aumento de ductilidade. A influência do tamanho do agregado graúdo sobre o comprimento característico do concreto tem sido investigado por diversos pesquisadores. TASDEMIR et al (1996) relataram conclusões similares para concretos sem sílica. Eles também relataram que em concreto de alta resistência os valores de comprimentos característicos eram

TASDEMIR et al (1996) relataram conclusões similares para concretos sem sílica. Eles também relataram que em concreto de alta resistência os valores de comprimentos característicos eram duas ou três vezes menores do que os obtidos em concretos convencionais. Quanto menor o valor de l_{ch} , mais frágil o material e a interface torna-se mais forte e a fração de partículas quebradas aumenta. A figura 5.13, mostra a variação do comprimento característico com a resistência à compressão do concreto.

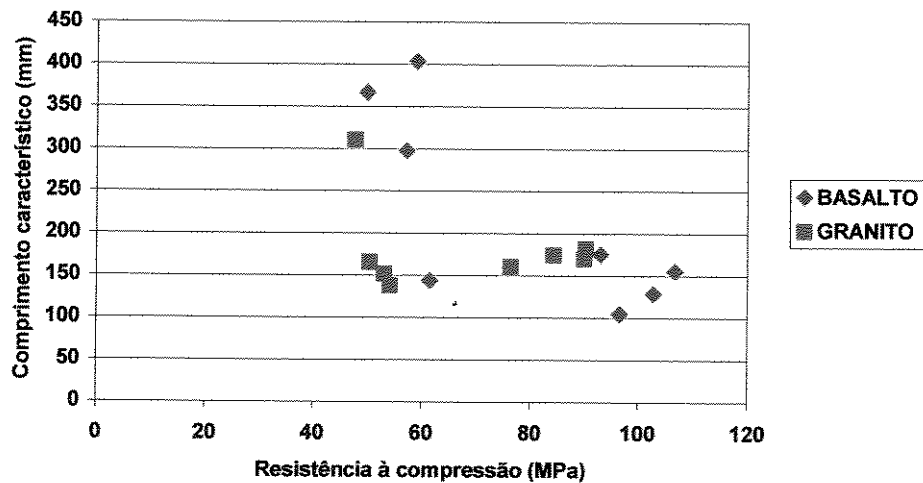


Figura 5.13 Variação do comprimento característico com a resistência à compressão do Concreto (CRM e CAR).

Capítulo 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo comparar a resistência à compressão, resistência à flexão, módulo de elasticidade e energia de fratura de concretos de resistência moderada (CRM) e de alta resistência (CAR) feitos com dois tipos, tamanhos e teores de agregados graúdos por metro cúbico de concreto.

Os resultados de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão, módulo de elasticidade e tenacidade à fratura apresentam um desvio padrão inferior a 20% e a energia de fratura inferior a 35%.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos e de fratura pode-se enumerar as seguintes conclusões:

6.1.1 Em relação à resistência à compressão.

A influência do tipo do agregado graúdo na resistência do concreto é mais significativo no concreto de alta resistência. No CAR, a resistência à compressão do concreto feito com basalto chega até 40% maior que a do concreto feito com granito. No CRM, as diferenças na resistência entre os concretos feitos com o basalto e os confeccionados com o granito são reduzidas a 25%.

Para o CRM a tendência é a resistência aumentar quando o DMC diminui. Para o CAR a tendência é a de aumento da resistência com o aumento do diâmetro máximo.

No CRM houve um aumento da resistência com a redução do teor de agregado na mistura de concreto. No CAR observou-se a mesma tendência, mas de uma maneira menos acentuada.

6.1.2 Em relação à resistência à tração por compressão diametral e na flexão

O tipo de agregado também influencia as resistências à tração do concreto. No concreto de resistência moderada, as resistências à tração por compressão diametral e à tração na flexão têm uma tendência de aumento nos concretos feitos com o basalto. No concreto de alta resistência observa-se a mesma tendência. A influência do teor de agregado e do DMC sobre a resistência à tração por compressão diametral e por tração na flexão é desprezível, tanto para o CRM como para o CAR.

Os valores obtidos para a resistência à tração na flexão foram superiores (23 a 100%) aos obtidos para resistência à tração por compressão diametral nos concretos de alta resistência, enquanto nos concretos de resistência moderada esta variação foi de 11 a 51%.

O quociente da relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão foi menor para os concretos de alta resistência.

6.1.3 Em relação ao módulo de elasticidade

Os valores obtidos para o módulo de elasticidade no ensaio de compressão axial foram em sua maioria maiores aos obtidos no ensaio de flexão em três pontos em vigas entalhadas, tanto no concreto de resistência moderada como no de alta resistência. Na faixa pesquisada o teor de agregado apresentou pouca influência no módulo de elasticidade tanto do concreto de resistência moderada como no de alta resistência.

O módulo de elasticidade no concreto de resistência moderada é pouco influenciado pela DMC, enquanto no concreto de alta resistência observa-se um aumento no módulo com o aumento da DMC.

O módulo de elasticidade do concreto de alta e moderada resistência é influenciado pelo tipo de agregado graúdo, sendo maior para o basalto.

Os módulos de elasticidade dos concretos de alta resistência foram superiores aos módulos de elasticidade dos concretos de resistência moderada (5 a 40%).

6.1.4 Em relação à tenacidade à fratura.

Os resultados dos ensaios mostram que há uma ligeira tendência de aumento da tenacidade à fratura com o aumento do teor de agregado para os concretos de resistência moderada (CRM). Isto indica que as partículas de agregados resistem à propagação das fissuras da matriz. No concreto de alta resistência (CAR) observa-se a mesma tendência para os concretos feitos com o basalto, enquanto para o granito ocorre o inverso.

A tenacidade à fratura aumenta significativamente com a natureza do agregado, tanto para o concreto de resistência moderada como para o de alta resistência.

6.1.5 Em relação à energia de fratura G_{Ic}^S

A taxa de liberação de energia de deformação baseada no modelo de fratura de dois parâmetros não mostra uma tendência clara da influência do teor de agregado no concreto de resistência moderada. No concreto de alta resistência observa-se uma tendência de crescimento com o aumento do teor de agregados para os concretos confeccionados com o basalto. Para os concretos que utilizaram como agregado graúdo o granito observa-se uma tendência de aumento da energia com a diminuição do teor de agregado.

No CRM a energia de fratura (G_{Ic}^S) aumenta ligeiramente quando a DMC dos agregados diminui; todavia, no concreto de alta resistência há uma tendência de aumento da energia com o aumento do diâmetro máximo.

A natureza do agregado não mostrou uma tendência clara do comportamento da energia de fratura (G_{Ic}^S) no CRM.

6.1.6 Em relação à energia de fratura G_F

A energia de fratura por unidade de área até a completa separação do material à fratura, denominada G_F , apresentou uma tendência de aumento com a quantidade de agregado adicionado à mistura de concreto, tanto no concreto de resistência moderada como no concreto de alta resistência.

Os valores da energia de fratura para os concretos de acordo com as recomendações da RILEM, G_F , são maiores do que a energia de fratura, G_{Ic}^S . Isto está em concordância com o encontrado por outros pesquisadores.

No CRM não se observa nenhuma influência da DMC na energia de fratura G_F , enquanto no CAR nota-se que a energia de fratura G_F aumenta com a DMC do agregado.

A energia de fratura G_F é fortemente afetada pela natureza do agregado; observou-se nos resultados apresentados, tanto para o CRM como para o CAR, que o basalto produz valores mais altos de G_F .

Quando a resistência aumenta, a energia de fratura e a tenacidade à fratura do concreto também aumentam, embora muito menos do que a resistência.

No concreto de alta resistência o comprimento característico aumenta com o aumento do tamanho máximo do agregado. Além disso, o comprimento característico do concreto diminui quando a sua resistência à compressão aumenta, conseqüentemente a fragilidade aumenta.

Nos CAR, as fissuras caminham através do agregado e a fratura tende a ser de natureza frágil. Nos CRM, contudo, as fissuras desenvolvem-se ao redor dos agregados graúdos, resultando em um caminho de fratura mais tortuoso. Essa diferença pode ser atribuída à zona de transição presente na interface entre o agregado e a pasta de cimento, a qual se torna mais forte e mais homogênea como resultado da inclusão de sílica ativa, fazendo com que o material apresente comportamento mais frágil e fratura do tipo transgranular.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

6.2.1 Estudar os mecanismos de fratura por meios de ferramentas experimentais tais como microscópio eletrônico de varredura, microscópio óptico, a fim de investigar a estrutura micro e meso em amostras de concretos fraturadas.

6.2.2 Desenvolver análise estatística dos resultados da energia à fratura nas situações em que esses resultados apresentem maior dispersão.

6.2.3 Estudar os efeitos dos tipos, tamanhos e teor de agregados graúdos na resistência e energia de fratura do concreto com um mínimo de três tipos, DMC e fração de agregados graúdos diferentes a fim de que os dados sejam mais bem estudados estatisticamente.

Capítulo 7

Referências Bibliográficas

Este levantamento foi realizado utilizando-se da pesquisa através dos bancos de dados Nacionais e Internacionais disponibilizados pelo SBU (Sistemas de Bibliotecas da Unicamp) descritos abaixo, com o objetivo de pesquisar e selecionar publicações impressas e eletrônicas consideradas de interesse ao desenvolvimento da pesquisa em questão.

Acervus

Probe

Web of Science

Scirus

Compendex

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

AITCIN, P.C., *Concreto de Alto Desempenho*. 1nd ed, São Paulo: Pini, 2000, cap.6, p.181-239.

AITCIN, P.C., MEHTA, P.K. Effect of coarse-aggregate characteristics on mechanical properties of high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, v 87, n. 2, p 103-107, March-April, 1990

ALEXANDER M. G., ADDIS B. J. 1992. Properties of high strength concrete influenced by aggregates and interfacial bond. *Bond in Concrete: From Research to Practice*. Proceedings of the CEB International Conference held at Riga Technical University, Riga, Latvia, Oct. 15-17, v.2, Topics 3-7, p. 4-19 to 4-26.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 116- 90

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 293-94

AMPARANO, F. E.; YUPING, XI. ; YOUNG-SOOK, R. Experimental study on the effect of aggregate content on fracture behavior of concrete. Engineering Fracture Mechanics v. 67 p. 65-84, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Preparação de concreto em laboratório. NBR 12821**, Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland de alta resistência inicial. NBR 5733**, Rio de Janeiro 2001

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. NBR 5738**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. NBR 5739**. Rio de Janeiro 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Composição granulométrica dos agregados. NBR 7211**. Rio de janeiro 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Análise granulométrica da areia. NBR 7217**. Rio de Janeiro 1987.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Consistência pelo abatimento do tronco de cone. NBR 7223**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Massa unitária de agregados em estado solto. NBR 7251**. Rio de Janeiro 1982

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. NBR 8522**. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Massa específica de agregado miúdo. NBR 9776**. Rio de Janeiro 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação da massa específica e teor de ar pelo método gravimétrico. NBR 9833**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Massa específica e absorção de agregado graúdo. NBR 9937**. Rio de Janeiro. 1987

BAALBAKI Et Al., Influence of coarse aggregate on elastic properties of high performance concrete. **ACI Materials Journal**. v. 88, n. 5, p.499-503, 1991.

BAYASI, Z.; ZHOU, J. Properties of silica fume concrete and mortar **ACI Materials Journal**, v.90, n. 4, July – August 1993, p. 349 – 556

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. 111-131, 1990.

BAZANT, Z. P.; OH, B.H. Crack band theory for fracture of concrete. **Materials and Structures, RILEM**, v.16, p.155-177, 1983.

BENTUR, A.;MINDESS, S. The effect of concrete strength on crack patterns, **Cement Concrete Research**, v. 16, n.1, p. 59 – 66, Jan. 1996.

BENTZ D. P., GARBOCZI, E. J. Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement paste – aggregate interfacial zone. **ACI Materials Journal**, v. 18, p.518-529, 1991

BLOEM, D.L.; GAYNOR, R. D. Effects of aggregate properties on strength of concrete, **ACI Journal proceedings**, v. 60, n.10, p. 1429 – 1456, October, 1963.

CARRASQUILO, R. L.; NILSON, A. H. and SLATE, F. O. Microcracking and behavior of high- strength concrete subject to short - term loading. **ACI Journal, Proceedings**, v.78, n.3, p. 179-186, may – june, 1981.

CARRASQUILO, R. L.; NILSON, A. H. and SLATE, F. O. Properties of high - strength concrete subject to short – term loads, **ACI Journal, proceedings**, v.78, n. 3, p. 171 – 178. May – june, 1981.

COOK, J. E. 10.000 psi Concrete, **Concrete Internacional**, p. 67-75, Oct, 1989

CORDON, W. A; GILLESPIE, H. A. Variables in concrete aggregates and portland cement paste which influence the strength of concrete, **ACI Journal, Proceedings**, v. 60, n. 8, p. 1029- 1052, August, 1963.

DIAMOND, S.; STRUBLE, L. J.; Iteration between naphthalene sulfonate and silica fume in portland cement pastes, **Materials Research Society**, Fall Meeting, Boston, p.19, 1987.

EZELDIN, A. S; AITCIN. P. C. Effect of Coarse Aggregate on the Behavior of Normal and High – strength Concretes”, **Cement, Concrete and Aggregates**, v.13, n. 2, p. 121 – 124, 1991

GARBOCZI, E. J., BENTZ, D.P. Digital simulation of the aggregate-cement paste interfacial zone in concrete. **Journal of Material Research**, v. 111, p.196-201, 1991.

GESOGLU, M.; GÜNEYISI, E.; ÖZTURAN, T., Effects of end conditions on compressive strength and static elastic modulus of very high strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 1545-1550, 2002.

GETTU, R.; BAZANT, Z. P.; KARR, M. E. Fracture properties and brittleness of high-strength concrete, **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 6, p. 608- 617, Nov.- Dec, 1990.

GIACCIO, G.; ZERBINO R. Failure mechanism of concrete, **Advance Cement Materials**, v.7, p.41-48, 1998.

GIACCIO, G.; ROCCO C.; ZERBINO R. The fracture energy (G_p) of high - strength concretes, **Materials and Structures** v. 26, n. 161, p. 381 – 386 Aug – Sept 1993.

GIACCIO, G.; ROCCO C.; VIOLINI, D. ZAPPITELLI, J.; ZERBINO R. High strength concretes incorporating different coarse aggregates, **ACI Materials Journal**, v.89, n.3, p. 292- 246, 1992.

GUINEA, G.V. et al. The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete, **Cement and Concrete Research** v.32, p. 1961-1970, 2002.

HILLERBORG, A.; MODEER, 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.

HLLERBORG, 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.

HSU T. T. C.; SLATE, F. O. Tensile bond strength between aggregate and cement paste and mortar, **ACI Journal, Proceedings**, v. 60, n. 4, p. 465-486, april 1963.

IL-SEOK-OH. Effects of aggregates on the properties of concrete. **Iowa State University**, april, 24, 2001.

JENQ, Y.S.; SHAH, S.P. A two parameter fracture model for concrete, **Journal of Engineering Mechanics**, v. 111. n. 4, p.1227-1241, 1985.

JUESHI, Q.; HUI. L. Size effect on fracture energy of concrete determined by three-point bending, **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 7, p. 1031-1036, 1997.

KAPLAN, M.F. Flexural and compressive strength of concrete as affected by the properties of coarse, **ACI Journal, Proceedings**, V.30, N° 11, pp. 1193- 1208, 1959.

KARIMOV, I. The mechanism of cement – aggregate bond in Concrete. Disponível Google em ikar@ffa.ru, acesso em; 16 maio 2002.

KE-RU-WU. ; BING, C.; WU, Y.; DHONG, Z. Effect of Coarse aggregate type on mechanical properties of high- performance concrete, **Cement and Concrete Research**, v.31, p. 1421-1425, 2001.

KHATRI, R. P.; SIRIVIVATHNANON V. Effect of different supplementary cementitious materials on mechanical properties of high performance concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25 n. 1 p.209-220, 1995.

KULKAMI, LI. Z; SHAH, S. P., New test method for obtaining softening response of unnotched concrete specimen under uniaxial tension, *experimental mechanics*, v.33, n.3, p.181-188, Sept. 1993.

MEHTA, P.K., MONTEIRO, P. J. M., **Concrete: structure, properties, and materials**, 2. ed. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1993, 450p.

MIHASHI, H.; NOMURA, N. ; NIISEKI, S. Influence of aggregate size on fracture process zone of concrete detected with three dimensional acoustic emission technique. **Cement and Concrete Research**. v.21, p. 737-744, 1991.

MINDESS, S., AND YOUNG. J. F. **Concrete**, Englewood Cliffs: Prenticce-Hall, 1981, 250 p.

MOAVENZADEH, F; KUGUEL, R. Fracture of Concrete, **Journal of Materials**, JMLSA, v. 4 n.3, p. 497- 519, 1969.

MONTGOMERY, D. C., Design and analysis of experiments, 3. ed. John Wiley and Sons, 1991.

NALLATHAMBI, P.; KARIHALOO, B. L.; HEATON, B.S. Effect of specimen and crack sizes, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete **Magazine of Concrete Research**; v. 36, n 129, p. 227- 236.

OZTURAN, T ; CECEN, C.” Effect of Coarse Aggregate Type on Mechanical Properties of Concretes With Different Strengths” **Cement and Concrete Research**, V. 27, N° 2, Jan. 1997, pp. 165- 170

OZTURAN, T; CECEN, C. Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of concretes with different strengths, **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 2, Jan. 1997, p. 165- 170

PERDIKARIS, P. C.; ROMEO, A. Size effect on the fracture energy of concrete and stability issues in 3 – point bonding fracture toughness testing, **ACI Materials Journal**, v. 92, n. 5, p. 483- 496, Sept- Oct, 1992.

PETERSSON, P.E. Fracture energy of concrete: Practical performance and experimental results, **Cement and Concrete Research**, v. 10, n. 1, 1980, p. 91- 101

Determination of the fracture Energy of mortar and concrete by Means of Three- point bend Tests on notched Beams, **Materials and Structures**, v. 18, n. 106, p. 285-290, 1985.

RILEM Recommendation, **Materials and Structures**, v.18, n. 16, pp. 287- 290, 1985.

RILEM, 1985-TC50- FMC, Fracture Mechanics of Concrete, Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of 3- point bad test on notched beams.

Sabir, B. B., Wild, A. M., On the tortuosity of the fracture surface in concrete, **Cement and Concrete Research**. v. 27 n.5 p. 785-795, 1997.

SHAH, S. P., SWARTZ E. S., OUYANG C.; **Fracture mechanics of concrete: Applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials**, ed. New york John Wiley & Sons Inc., 1995, 552p.

STRANGE, P.C.; BRYANT, A. H. The role of aggregate in the fracture of concrete, **Journal of Materials Science**, v. 14, n. 8, p. 1863- 1868, 1979.

TASDEMIR, et al. Effects of silica fume and aggregate size on the brittleness of concrete. **Cement and Concrete Research**, v.26, n. 1, p. 63-68, 1996.

XIE, J.; ELWI, A E.; MCGREGOR, J. G. Mechanical properties of three high - strength concretes containing silica fume **ACI Materials Journal**, v. 92, n.2, Mar- Apr. p. 135-145, 1995.

ZHOU, F.P; BARR, B. I. G.; LYDON, F. D. Fracture properties of high strength concrete with varing silica fume content and aggregates, **Cement and Concrete Research**, v. 25, n.3 p 543- 552, 1995.

ANEXOS

A : RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS

TABELA 1A : RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (100 X 200 mm) CAR.

Misturas	a/(c+s)	idade (Dias)	Carga de ruptura		Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (s)	CV %	I.C (MPa)
			(N)						
AR-B19-a	0,35	28	778000		99,05	93,06	5,98	6,4	14,84
			684000		87,08				
			731000		93,07				
AR-B19-b	0,35	28	735000		93,58	102,70	9,43	9,1	24
			802000		102,11				
			883000		112,42				
AR-B9,5-a	0,35	28	842000		107,20	106,76	0,84	0,78	2,11
			843000		107,30				
			831000		105,80				
AR-B9,5-b	0,35	28	670000		85,30	96,55	10,15	10,5	25,21
			825000		105,04				
			780000		99,31				
AR-G19-a	0,35	28	708000		90,14	90,09	4,13	4,5	10,24
			740000		94,21				
			675000		85,94				
AR-G19-b	0,35	28	675000		85,94	90,39	4,45	4,9	11,05
			710000		90,39				
			745000		94,85				
AR-G9,5-a	0,35	28	586000		74,61	76,43	7,49	9,7	18,58
			665000		84,67				
			550000		70,02				
AR-G9,5-b	0,35	28	663000		84,41	84,37	1,38	1,6	3,44
			650000		82,76				
			675000		85,94				

TABELA 2A: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (100 X 200 MM) CRM

Misturas	a/c	idade (Dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV %	LC (MPa)
RM-B19-a	0,50	28	392000	49,91	49,78	0,13	0,26	0,3
			390000	49,65				
			391000	49,78				
RM-B19-b	0,50	28	435000	55,38	57,12	1,72	3,01	4,3
			462000	58,82				
			449000	57,16				
RM-B9,5-a	0,50	28	442000	56,27	58,98	4,27	7,2	10,6
			502000	63,91				
			446000	56,78				
RM-B9,5-b	0,50	28	460000	58,56	61,45	3,9	6,4	9,8
			470000	59,84				
			518000	65,95				
RM-G19-a	0,50	28	402000	51,18	50,37	2,6	5,1	6,4
			373000	47,49				
			412000	52,45				
RM-G19-b	0,50	28	415000	52,83	54,10	1,7	3,1	4,2
			440000	56,02				
			420000	53,47				
RM-G9,5-a	0,50	28	370000	47,10	47,61	3,1	6,4	7,6
			352000	44,81				
			400000	50,92				
RM-G9,5-b	0,50	28	425000	54,11	53,04	1,8	3,4	4,6
			425000	54,11				
			400000	50,92				

TABELA 3 A : RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (CUBO 100 MM) CAR

Misturas	a/(c+s)	idade (Dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	C.V %	IC (MPa)
AR-B19-a	0,35	28	930000	93	96,5	3,77	3,9	9,38
			1005000	100,5				
			960000	96				
AR-B19-b	0,35	28	970000	97	96,98	2,22	2,3	5,53
			910000	94,75				
			992000	99,2				
AR-B9,5-a	0,35	28	1058000	105,8	99,60	6,4	6,4	15,92
			930000	93				
			1000000	100				
AR-B9,5-b	0,35	28	892000	89,2	89,3	0,45	0,5	1,11
			854000	88,92				
			898000	89,8				
AR-G19-a	0,35	28	872000	87,2	84,4	3,14	3,7	7,78
			850000	85				
			810000	81				
AR-G19-b	0,35	28	940000	94	87,66	3,17	3,6	13,64
			850000	85				
			840000	84				
AR-G9,5-a	0,35	28	760000	76	74,2	2,38	3,2	5,89
			751000	75,1				
			715000	71,5				
AR-G9,5-b	0,35	28	890000	89	87,4	1,6	1,8	3,38
			874000	87,4				
			858000	85,8				

TABELA 4 A: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO CRM (cubo 100 mm)

Misturas	a/c	Idade (Dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV %	LC (MPa)
RM-B19-a	0,50	28	572000	57,20	57,76	0,6	1,12	1,6
			576000	57,60				
			585000	58,50				
RM-B19-b	0,50	28	652000	67,21	65,93	1,7	2,5	4,2
			666000	66,60				
			640000	64				
RM-B9,5-a	0,50	28	646000	64,60	59,86	7,7	12,8	19,1
			640000	64				
			510000	51				
RM-B9,5-b	0,50	28	640000	64	62,93	1,8	2,9	4,6
			608000	60,80				
			513000	51,30				
RM-G19-a	0,50	28	496000	49,69	50,83	0,98	1,9	2,4
			515000	51,50				
			532000	53,20				
RM-G19-b	0,50	28	568000	56,80	54,83	1,82	3,3	4,3
			545000	54,50				
			558000	55,80				
RM-G9,5-a	0,50	28	522000	52,20	55	2,5	4,5	6,2
			570000	57				
			554000	55,40				
RM-G9,5-b	0,50	28	590000	59	57,53	1,9	3,3	4,7
			582000	58,20				

TABELA 5 A: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (CAR) (cubo 100 mm)

Misturas	a/c	idade (Dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência (MPa)	Resistência Média (MPa)	Desvio padrão (s)	Coefficiente de variação (δ)
AR-B19-a	0,35	163	985000	98,50	97,76	2,48	2,5
			998000	99,80			
			950000	95,00			
AR-B19-b	0,35	163	975000	97,50	96,93	1,72	1,7
			950000	95,00			
			983000	98,30			
AR-B9,5-a	0,35	140	1020000	102,00	99,10	2,65	2,6
			968000	96,80			
			985000	98,50			
AR-B9,5-b	0,35	140	1010000	101,00	100,50	0,5	0,5
			1000000	100,00			
			-	-			
AR-G19-a	0,35	94	852000	85,20	84,03	4,07	4,8
			795000	79,50			
			874000	87,40			
AR-G19-b	0,35	94	863000	86,30	85,53	3,41	3,9
			818000	81,80			
			885000	88,50			
AR-G9,5-a	0,35	92	771000	77,10	79,36	5,83	7,3
			860000	86,00			
			750000	75,00			
AR-G9,5-b	0,35	92	828000	82,80	80,56	2,03	2,5
			788000	78,80			
			801000	80,10			

TABELA 6 A: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO CRM (cubo 100 mm)

Misturas	a/c	idade (Dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência (MPa)	Resistência Média (MPa)	Desvio padrão (s)	Coefficiente de variação (δ)
RM-B19-a	0,50	170	625000	62,50	61,50	4,09	6,6
			650000	65,00			
			570000	57,00			
RM-B19-b	0,50	170	700000	70,00	70,66	0,98	1,4
			718000	71,80			
			702000	70,20			
RM-B9,5-a	0,50	165	621000	62,10	61,36	0,65	1,1
			612000	61,20			
			608000	60,80			
RM-B9,5-b	0,50	165	650000	65,00	64,40	2,94	4,5
			670000	67,00			
			612000	61,20			
RM-G19-a	0,50	107	540000	54,00	56,50	5,22	9,2
			625000	62,50			
			530000	53,00			
RM-G19-b	0,50	107	568000	56,80	59,80	3,0	3,0
			598000	59,80			
			628000	62,80			
RM-G9,5-a	0,50	100	540000	54,00	57,61	3,36	5,8
			606500	60,65			
			582000	58,20			
RM-G9,5-b	0,50	100	570000	57,00	58,20	1,05	1,8
			590000	59,00			
			586000	58,60			

TABELA 7 A: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA CAR (CILINDRO 100 X 200 MM)

Misturas	a/(c+s)	Idade (dias)	Carga de ruptura		Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	C.V (%)	LC (MPa)
			(N)	Resistência (MPa)				
AR-B19-a	0,35	28	20000	6,36	6,53	0,53	8,1	1,3
			22400	7,13				
			19200	6,11				
AR-B19-b	0,35	28	17000	5,41	6,87	1,3	18,6	3,2
			24600	7,83				
			23200	7,38				
AR-B9,5-a	0,35	28	21000	6,68	6,68	0,004	0,06	0,009
			20800	6,62				
			21200	6,74				
AR-B9,5-b	0,35	28	22000	7,0	7,31	0,3	4,3	0,78
			23000	7,32				
			24000	7,63				
AR-G19-a	0,35	28	15200	4,83	5,36	0,62	11,4	1,5
			16400	5,22				
			19000	6,04				
AR-G19-b	0,35	28	17200	5,47	5,2	0,58	11,2	1,4
			14200	4,52				
			17600	5,60				
AR-G9,5-a	0,35	28	15000	4,77	5,06	0,068	1,3	0,17
			16200	5,15				
			16600	5,28				
AR-G9,5-b	0,35	28	14200	4,52	4,87	0,3	6,1	0,7
			16000	5,09				
			15800	4,87				

TABELA 8 A: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA (CRM)

Misturas	a/c	Idade (Dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	C.V (%)	I.C (MPa)
RM-B19-a	0,50	28	112000	3,56	4,01	0,57	14,2	1,4
			120000	3,82				
			146000	4,65				
RM-B19-b	0,50	28	150000	4,77	4,66	0,13	2,8	0,32
			142000	4,52				
			148000	4,71				
RM-B9,5-a	0,50	28	140000	4,45	4,48	0,085	1,9	0,21
			139000	4,42				
			144000	4,58				
RM-B9,5-b	0,50	28	156000	4,96	5,04	0,09	1,8	0,24
			162000	5,15				
			158000	5,02				
RM-G19-a	0,50	28	125000	3,98	4,28	0,26	6,1	0,66
			139000	4,42				
			140000	4,45				
RM-G19-b	0,50	28	150000	4,77	4,34	0,48	11	1,2
			120000	3,82				
			139000	4,42				
RM-G9,5-a	0,50	28	122000	3,88	3,77	0,14	3,7	0,33
			114000	3,62				
			120000	3,82				
RM-G9,5-b	0,50	28	125000	3,97	4,25	0,27	6,3	0,68
			142000	4,52				
			134000	4,26				

TABELA 9 A: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO (MÓDULO DE RUPTURA) (PRISMA DE 100 X 100 X 450 MM)

Misturas	a/(c+s)	Idade (dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência MOR (MPa)	Média (MOR) (MPa)	Desvio padrão (MPa)	C.V %	LC (MPa)
AR-B19-a	0,35	28	15800	9,48	10,4	0,60	5,76	1,54
			18000	10,8				
			18200	10,9				
AR-B19-b	0,35	28	18000	10,8	10,96	0,28	2,5	0,69
			18800	11,28				
			18000	10,8				
AR-B 9,5-a	0,35	28	20600	12,36	12,08	0,38	3,1	0,96
			19400	11,64				
			20400	12,24				
AR-B 9,5-b	0,35	28	14000	8,4	9,03	0,60	6,6	1,49
			14600	9,1				
			16000	9,6				
AR-G19-a	0,35	28	15500	9,3	9,1	0,2	2,2	0,49
			14900	8,9				
			15200	9,1				
AR-G 19-b	0,35	28	14200	8,5	8,8	0,77	8,7	1,91
			15300	9,1				
			16400	9,8				
AR-G 9,5-a	0,35	28	15000	9,0	8,9	0,26	2,9	0,64
			14300	8,6				
			15300	9,1				
AR-G 9,5-b	0,35	28	16600	9,96	10,02	0,16	1,6	0,39
			16500	9,9				
			17000	10,2				

TABELA 10 A: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO CRM (MÓDULO DE RUPTURA)

Misturas	a/c	Idade (dias)	Carga de ruptura (N)	Resistência MOR (MPa)	Média MOR (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV %	IC (MPa)
RM-B19-a	0,50	28	9000	5,4	5,4	0,6	11	1,49
			8000	4,8				
			10000	6,0				
RM-B19-b	0,50	28	9300	5,58	5,78	0,18	3,1	0,45
			9900	5,94				
			9700	5,82				
RM-B9,5-a	0,50	28	11000	6,6	6,76	0,15	2,21	0,38
			11500	6,9				
			11000	6,8				
RM-B9,5-b	0,50	28	11900	6,86	6,84	0,014	0,20	0,035
			11400	6,84				
			11400	6,84				
RM-G19-a	0,50	28	9000	5,4	4,79	0,56	11,69	1,39
			7850	4,7				
			7150	4,29				
RM-G19-b	0,50	28	7600	4,56	5,06	0,49	9,78	1,23
			8450	5,07				
			9250	5,55				
RM-G9,5-a	0,50	28	10600	6,36	5,71	0,58	10,1	1,44
			8300	5,24				
			8300	5,53				
RM-G9,5-b	0,50	28	8350	5,01	5,11	0,19	3,8	0,84
			8900	5,34				
			8300	4,98				

TABELA 11 A : MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CAR

Misturas	Idade (dias)	a/(c+s)	Módulo de Elasticidade (E _{cs}) (GPa)	(Média) (GPa)	Desvio padrão (MPa)	CV %	IC (MPa)
			50,63				
AR-B19-a	28	0,35	52,66	51,64	1,43	2,8	12,9
			-				
			51,72				
AR-B19-b	28	0,35	52,84	52,28	0,79	1,5	12,9
			-				
			46,77				
AR-B9,5-a	28	0,35	46,64	46,71	0,08	0,16	0,7
			-				
			45,96				
AR-B9,5-b	28	0,35	52,43	49,17	4,60	9,4	41,5
			-				
			39,79				
AR-G19-a	28	0,35	37,71	38,75	1,45	3,7	13
			-				
			48,11				
AR-G19-b	28	0,35	-	48,11	-	-	-
			-				
			36,46				
AR-G9,5-a	28	0,35	36,86	36,66	0,28	0,8	2,5
			-				
			39,71				
AR-G9,5-b	28	0,35	38,96	39,33	0,94	2,4	8,5

TABELA 12 A: MÓDULO DE ELASTICIDADE DO (CRM)

Misturas	Idade (dias)	a/c	Módulo de Elasticidade (E)		Média (GPa)	Desvio padrão (MPa)	CV %	IC (MPa)
				(GPa)				
RM-B19-a	28	0,5	41,34		40,74	0,84	2,1	7,6
			40,15					
			-					
RM-B19-b	28	0,5	40,28		42,35	2,93	6,9	26,3
			44,42					
			-					
RM-B9,5-a	28	0,5	43,29		42,01	1,80	4,3	16,3
			40,73					
			-					
RM-B9,5-b	28	0,5	42,90		42,46	0,61	1,4	5,5
			42,03					
			-					
RM-G19-a	28	0,5	32,0		31,70	0,7	2,2	4,5
			31,40					
			-					
RM-G19-b	28	0,5	33,36		34,06	0,98	2,8	8,9
			34,76					
			-					
RM-G9,5-a	28	0,5	30,43		35,52	7,2	20,2	64,8
			40,61					
			-					
RM-G9,5-b	28	0,5	40,56		41,79	1,7	4,2	15,6
			43,02					
			-					

B. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FRATURA

TABELA 1B: ENERGIA DE FRATURA (CAR)

Misturas	Idade (dias)	a/(c+s)	K_{Ic}^s (MPa \sqrt{m})		CTOD _c (mm)		G_{Ic}^s (N/m)		G_F (N/m)	
			calculado	Média	calculado	Média	calculado	Média	calculado	Média
AR-B19-a	163	0,35	2,3	2,2	0,017	0,020	106,01	108,09	158,76	163,85
			2,1		0,019		88,23		159,13	
			2,2		0,025		130,04		173,66	
AR-B19-b	163	0,35	2,0	2,1	0,014	0,013	85,47	92,06	152,73	133,51
			1,9		0,010		89,80		114,59	
			2,2		0,014		100,92		133,23	
AR-B9,5-a	140	0,35	2,2	2,1	0,018	0,015	97,56	92,23	180,96	150,71
			2,0		0,014		92,30		133,76	
			2,0		0,014		86,85		137,41	
AR-B9,5-b	140	0,35	1,9	1,9	0,012	0,012	72,17	79,26	109,82	118,17
			1,9		0,012		86,35		87,89	
			-		-		-		156,80	
AR-G19-a	94	0,35	1,7	1,7	0,010	0,014	91,05	81,99	111,18	125,46
			1,7		0,012		58,24		131,31	
			1,8		0,019		96,69		133,89	
AR-G19-b	94	0,35	1,9	1,8	0,014	0,015	96,35	97,17	144	140,33
			1,7		0,015		93,34		142,50	
			1,8		0,016		101,82		133,96	
AR-G9,5-a	92	0,35	1,7	1,7	0,016	0,013	86,85	91,01	126,43	121,33
			1,6		0,012		91,79		94,37	
			1,8		0,014		94,45		143,20	
AR-G9,5-b	92	0,35	2,1	1,9	0,013	0,014	109,64	96,79	112,88	109,65
			1,7		0,012		86,67		113,56	
			1,9		0,016		94,06		102,52	

TABELA 2B: ENERGIA DE FRATURA (CRM)

Misturas	Idade (dias)	a/c	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m})		CTOD _c (mm)		G_{Ic}^s (N/m)		G_F (N/m)	
			calculado	Média	calculado	Média	calc.	Média	calc.	Média
RM-19-a	170	0,50	1,8	1,6	0,019	0,015	87,29	66,67	216,73	150,97
			1,3		0,015		47,60		79,33	
			1,6		0,012		65,14		156,86	
RM-B19-b	170	0,50	1,6	1,5	0,015	0,018	77,63	62,75	184,09	168,70
			1,4		0,024		45,67		150,35	
			1,6		0,018		64,96		171,68	
RM-B9,5-a	165	0,50	1,8	1,8	0,021	0,019	83,05	75,86	192,97	184,13
			1,9		0,016		77,76		188,13	
			1,8		0,019		66,77		171,31	
RM-B9,5-b	165	0,50	1,5	1,5	0,015	0,016	84,66	77,24	154,23	130,86
			1,4		0,018		70,88		122,35	
			1,5		0,015		76,18		116,00	
RM-G19-a	107	0,50	1,5	1,3	0,019	0,017	79,27	61,17	124,00	116,64
			1,1		0,019		50,03		112,00	
			1,2		0,012		54,22		133,93	
RM-G19-b	107	0,50	1,3	1,3	0,018	0,013	57,64	66,75	82,23	101,75
			1,4		0,010		77,67		109,85	
			1,3		0,011		64,96		113,19	
RM-G9,5-a	100	0,50	1,9	1,6	0,092	0,045	98,17	84,68	180,00	153,58
			1,4		0,018		74,37		130,15	
			1,5		0,024		81,51		150,61	
RM-G9,5-b	100	0,50	1,5	1,3	0,019	0,016	76,01	71,30	135,00	114,12
			1,2		0,012		73,01		103,69	
			1,2		0,019		64,90		103,69	

TABELA 3B: MÓDULO DE ELASTICIDADE À FLEXÃO (CRM)

Misturas	Idade (Dias)	a/c	Módulo de Elasticidade(E') (GPa)	(Média) (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	CV %	IC (GPa)
RM-B19-a	170	0,50	38,65	39,05	2,90	7,4	7,2
			36,38				
			42,14				
RM-B19-b	170	0,50	34,24	38,36	3,6	9,3	8,8
			40,58				
			40,27				
RM-B9,5-a	165	0,50	37,78	44,01	5,6	12,8	13,9
			48,70				
			45,55				
RM-B9,5-b	165	0,50	27,72	27,97	0,4	1,5	1,0
			28,46				
			27,74				
RM-G19-a	107	0,50	26,57	26,09	1,4	5,3	3,5
			24,51				
			27,19				
RM-G19-b	107	0,50	28,09	25,50	2,2	8,7	5,6
			24,35				
			24,08				
RM-G9,5-a	100	0,50	34,52	28,79	4,9	16,9	12,1
			26,09				
			26,09				
RM-G9,5-b	100	0,50	29,01	24,11	4,4	18,4	11,09
			20,27				
			23,07				

TABELA 4 B: MÓDULO DE ELASTICIDADE À FLEXÃO (CAR)

Misturas	Idade (Dias)	a/(c+s)	Módulo de Elasticidade(E') (GPa)	(Média) (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	CV %	IC (GPa)
AR-B19-a	163	0,35	50,17	45,71	6,4	13,9	15,8
			48,54				
			38,44				
AR-B19-b	163	0,35	45,94	45,55	2,6	5,7	6,5
			42,78				
			47,95				
AR-B9,5-a	140	0,35	47,64	46,33	1,7	3,7	4,3
			44,72				
			46,63				
AR-B9,5-b	140	0,35	49,80	47,26	3,6	7,6	12,4
			44,72				
			-				
AR-G19-a	94	0,35	32,71	38,93	9,4	24,2	23,4
			49,78				
			34,31				
AR-G19-b	94	0,35	38,68	35,04	6,2	17,7	15,4
			32,22				
			34,24				
AR-G9,5-a	92	0,35	35,14	33,88	3,8	11,2	9,5
			29,61				
			36,89				
AR-G9,5-b	92	0,35	40,35	37,82	2,8	7,4	6,9
			34,82				
			38,30				

TABELA 5B: TENACIDADE A FRATURA (CAR)

Misturas	Idade (Dias)	a/(c+s)	K_{Ic}^S (MPa \sqrt{m})	(Média) MPa \sqrt{m}	Desvio padrão MPa \sqrt{m}	CV %	IC MPa \sqrt{m}
AR-B19-a	163	0,35	2,3	2,2	0,1	4,5	0,25
			2,1				
			2,2				
AR-B19-b	163	0,35	2,0	2,1	0,14	6,6	0,35
			1,9				
			2,2				
AR-B9,5-a	140	0,35	2,2	2,1	0,08	3,8	0,19
			2,0				
			2,0				
AR-B9,5-b	140	0,35	1,9	1,9	0,05	2,6	0,44
			1,9				
			-				
AR-G19-a	94	0,35	1,7	1,7	0,10	5,8	0,25
			1,7				
			1,8				
AR-G19-b	94	0,35	1,9	1,8	0,06	3,3	0,21
			1,7				
			1,8				
AR-G9,5-a	92	0,35	1,7	1,7	0,11	6,3	0,27
			1,6				
			1,8				
AR-G9,5-b	92	0,35	2,1	1,9	0,18	9,6	0,45
			1,7				
			1,9				

TABELA 6B: ENERGIA DE FRATURA G_{Ic}^S (CAR)

Misturas	Idade (Dias)	a/(c+s)	G_{Ic}^S (N/m)	(Média) G_{Ic}^S (N/m)	Desvio padrão (N/m)	CV %	IC (N/m)
AR-B19-a	163	0,35	106,01	108,09	20,98	19,40	52,18
			88,23				
			130,04				
AR-B19-b	163	0,35	85,47	92,06	7,9	8,6	19,8
			89,80				
			100,92				
AR-B9,5-a	140	0,35	97,65	92,23	5,4	5,8	13,3
			92,30				
			86,85				
AR-B9,5-b	140	0,35	72,17	79,26	10	12,6	90,3
			86,35				
			-				
AR-G19-a	94	0,35	91,05	81,99	20,8	25,3	51,6
			58,24				
			96,69				
AR-G19-b	94	0,35	96,35	97,17	4,2	4,4	10,7
			93,34				
			101,82				
AR-G9,5-a	92	0,35	86,85	91,03	3,8	4,2	9,6
			91,79				
			94,45				
AR-G9,5-b	92	0,35	109,64	96,79	11,7	12,1	29,2
			86,67				
			94,06				

TABELA 7B: ENERGIA DE FRATURA G_F (CAR)

Misturas	Idade (Dias)	a/c	G_F (N/m)	(Média G_F (N/m))	Desvio padrão (N/m)	CV %	IC (N/m)
AR-B19-a	163	0,35	158,76	163,85	8,5	5,1	21,1
			159,13				
			173,66				
AR-B19-b	163	0,35	152,73	133,51	19,07	14,3	47,4
			114,59				
			133,23				
AR-B9,5-a	140	0,35	180,96	150,71	28,9	19,2	72
			133,76				
			137,41				
AR-B9,5-b	140	0,35	109,82	118,17	35,2	29,8	87,5
			87,89				
			156,80				
AR-G19-a	94	0,35	111,18	125,46	12,4	9,9	30,9
			131,31				
			133,89				
AR-G19-b	94	0,35	144,0	140,33	5,1	3,6	16,7
			142,50				
			133,96				
AR-G9,5-a	92	0,35	126,43	121,33	24,8	20,4	61,6
			94,37				
			143,20				
AR-G9,5-b	92	0,35	112,88	109,65	6,1	5,6	15,4
			113,56				
			102,52				

TABELA 8B: TENACIDADE K_{IC}^S (CRM)

Misturas	Idade (Dias)	a/c	Tenacidade K_{IC}^S (MPa \sqrt{m})	(Média) K_{IC}^S MPa \sqrt{m}	Desvio Padrão (MPa \sqrt{m})	CV %	IC (MPa \sqrt{m})
RM-B19-a	170	0,50	1,8	1,6	0,26	16,4	0,66
			1,3				
			1,6				
RM-B19-b	170	0,50	1,6	1,5	0,15	10	0,38
			1,4				
			1,6				
RM-B9,5-a	165	0,50	1,8	1,8	0,10	5,9	0,27
			1,9				
			1,8				
RM-B9,5-b	165	0,50	1,5	1,5	0,06	3,8	0,14
			1,4				
			1,5				
RM-G19-a	107	0,50	1,5	1,3	0,17	13,4	0,43
			1,1				
			1,2				
RM-G19-b	107	0,50	1,3	1,3	0,07	5,0	0,16
			1,4				
			1,3				
RM-G9,5-a	100	0,50	1,9	1,6	0,24	15,0	0,61
			1,4				
			1,5				
RM-G9,5-b	100	0,50	1,5	1,3	0,15	11,6	0,38
			1,2				
			1,2				

TABELA 9B: ENERGIA DE FRATURA G_{IC}^S (CRM)

Misturas	Idade (Dias)	a/c	Energia G_{IC}^S (N/m)	Média G_{IC}^S (N/m)	Desvio Padrão (N/m)	CV %	IC (N/m)
RM-B19-a	170	0,50	87,29	66,67	19,9	29,8	49,4
			47,60				
			65,14				
RM-B19-b	170	0,50	77,63	62,75	16,1	25,6	40,0
			45,67				
			64,96				
RM-B9,5-a	165	0,50	83,05	75,86	8,2	10,9	20,61
			77,76				
			66,77				
RM-B9,5-b	165	0,50	84,66	77,24	6,9	8,9	17,2
			70,88				
			76,18				
RM-G19-a	107	0,50	79,27	61,17	15,8	25,8	39,3
			50,03				
			54,22				
RM-G19-b	107	0,50	57,64	66,75	10,1	15,1	25,2
			77,67				
			64,96				
RM-G9,5-a	100	0,50	98,17	84,68	12,21	14,4	31,0
			74,37				
			81,51				
RM-G9,5-b	100	0,50	76,01	71,30	5,7	8,0	14,6
			73,01				
			64,90				

TABELA 10B: ENERGIA DE FRATURA G_F (CRM)

Misturas	Idade (Dias)	a/c	Energia G_F (N/m)	Média G_F (N/m)	Desvio Padrão (N/m)	CV %	IC (N/m)
RM-B19-a	170	0,50	216,73	150,97	68,8	45,6	171,3
			79,33				
			156,86				
RM-B19-b	170	0,50	184,09	168,70	17,1	10,1	42,4
			150,35				
			171,68				
RM-B9,5-a	165	0,50	192,97	184,13	11,3	6,1	28,2
			188,13				
			171,31				
RM-B9,5-b	165	0,50	154,23	130,86	20,4	15,7	50,9
			122,35				
			116,0				
RM-G19-a	107	0,50	124,0	116,64	12,2	10,4	30,3
			112,0				
			133,93				
RM-G19-b	107	0,50	82,23	101,75	16,9	16,6	42,2
			109,85				
			113,19				
RM-G9,5-a	100	0,50	180,0	153,58	25,1	16,3	63,7
			130,15				
			150,61				
RM-G9,5-b	100	0,50	135,0	114,12	18,1	15,8	44,9
			103,69				
			103,69				

C: Diagramas Carga x Desplacamiento

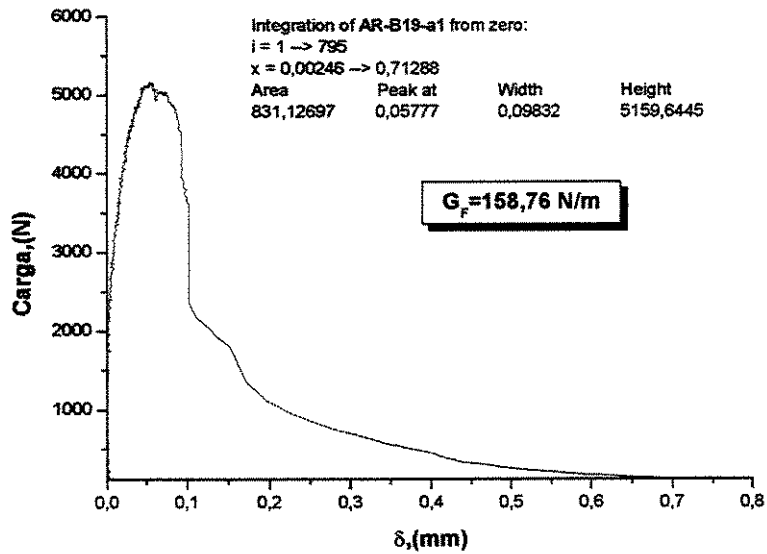


Figura 1: Diagrama carga x desplazamiento para a viga: AR-B19-a1

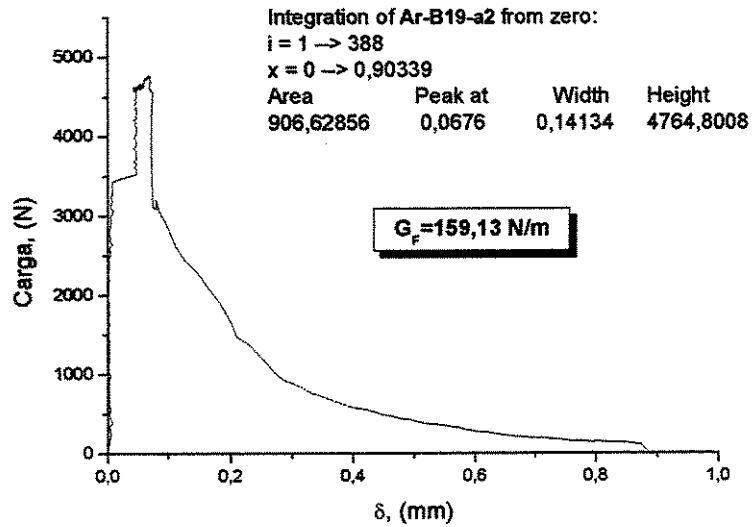


Figura 2: Diagrama carga x desplazamiento para a viga: AR-B19-a2

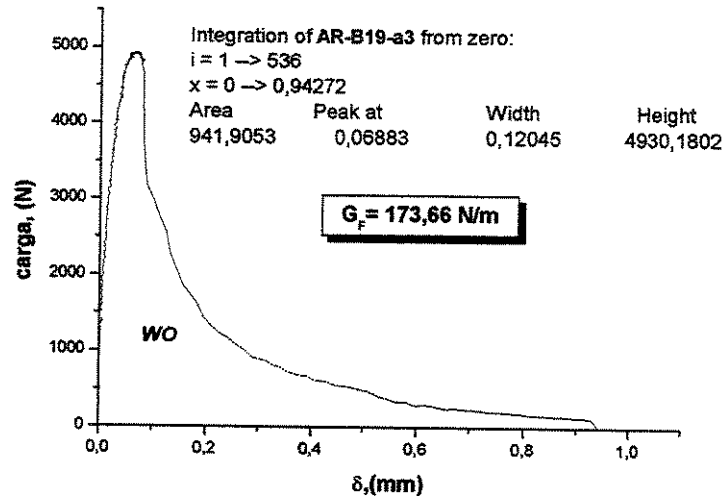


Figura 3: Diagrama carga x deslocamento para viga AR-B129-a3

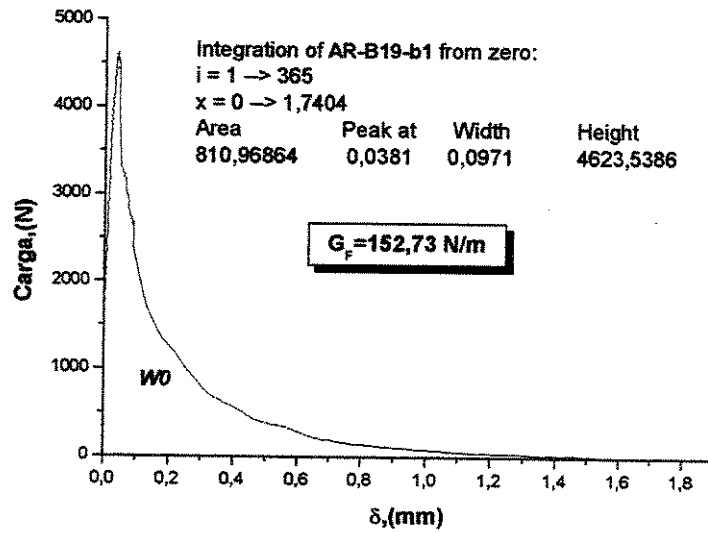


Figura 4: Diagrama carga x deslocamento para a viga AR-B19-b1

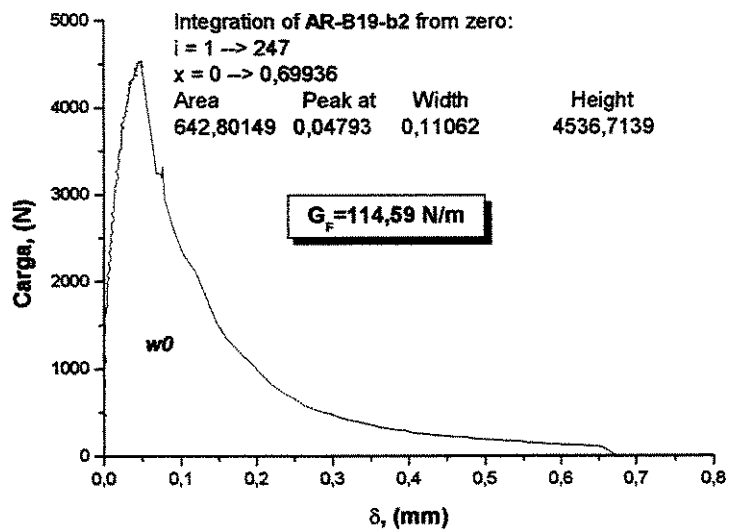


Figura 5: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B19-b2

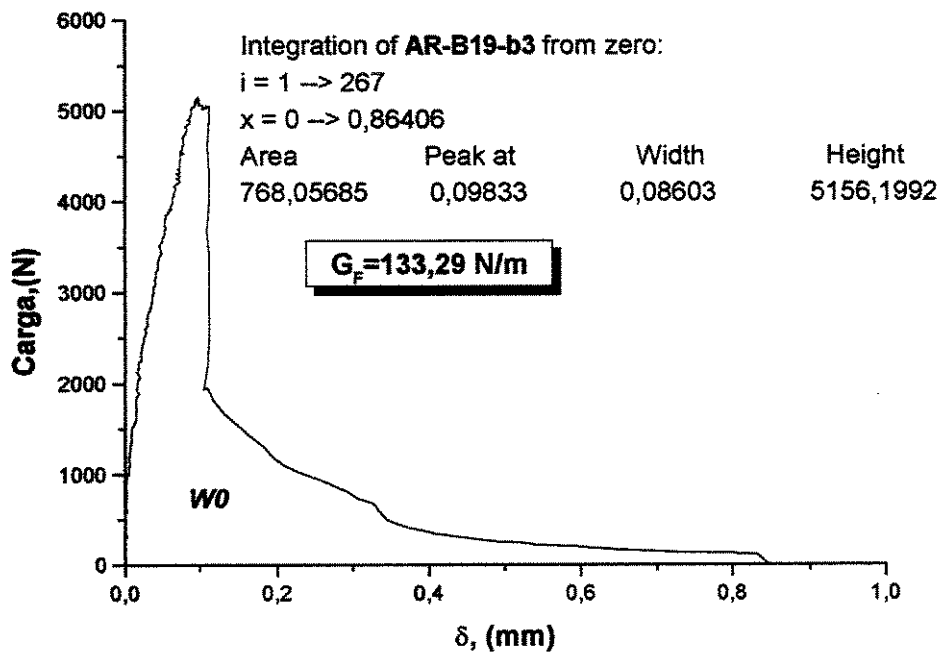


Figura 6: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B19-b3

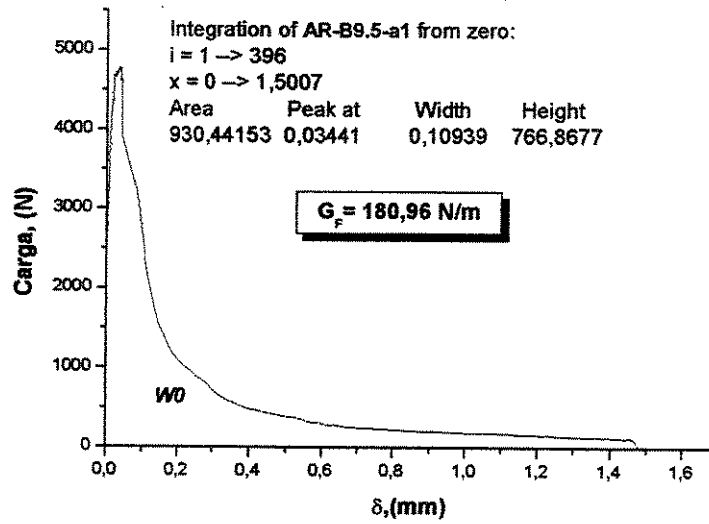


Figura 7: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B9,5-a1

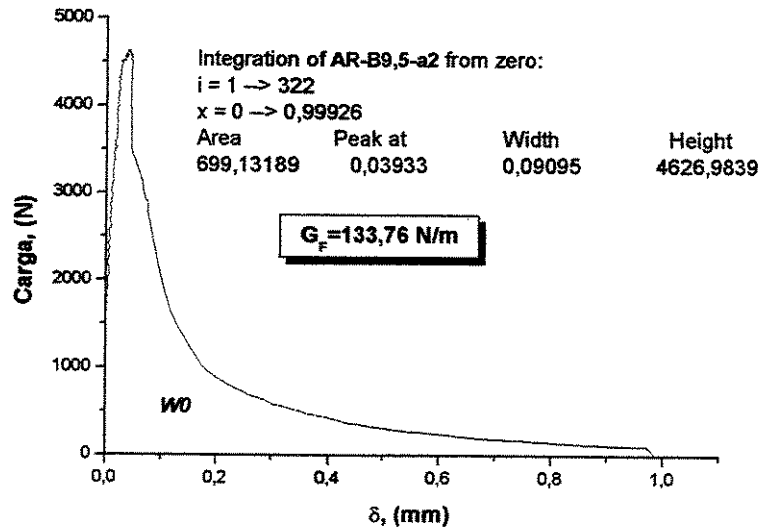


Figura 8: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B9,5-a2

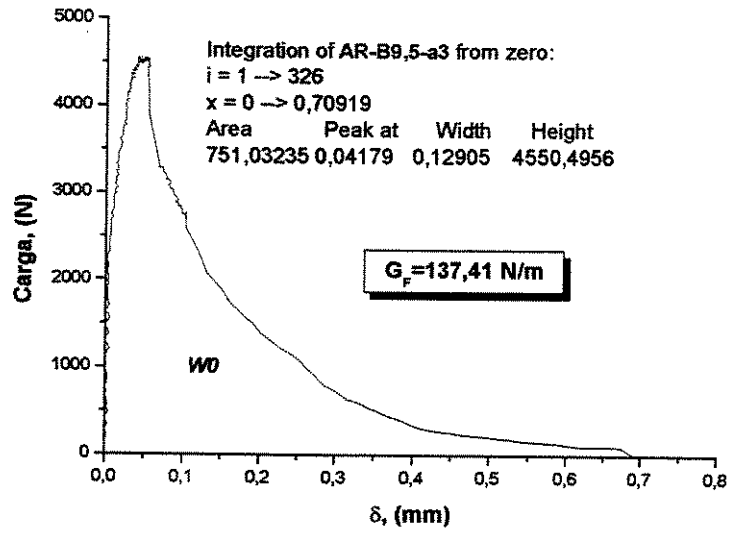


Figura 9: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B9,5-a3

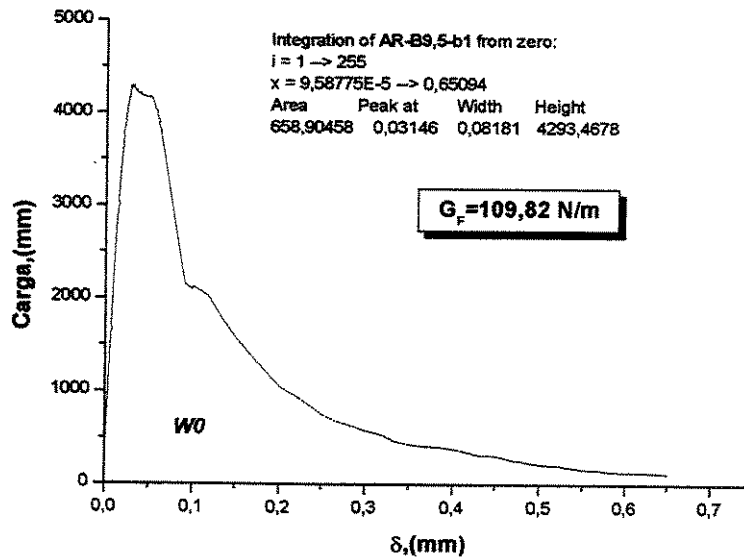


Figura10: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B9,5-b1

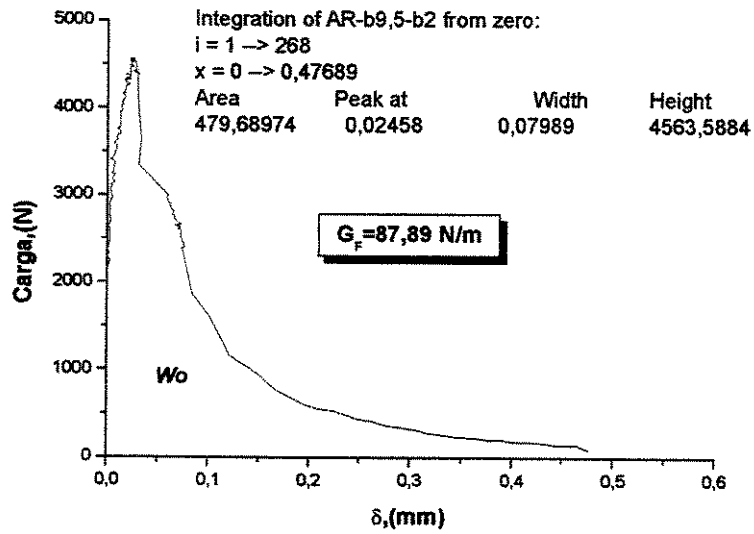


Figura11: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B9,5-b2

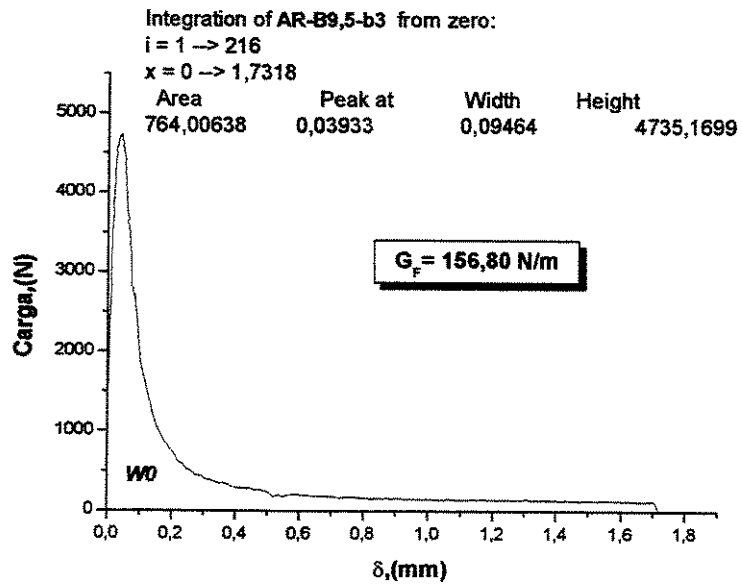


Figura12: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-B9,5-b3

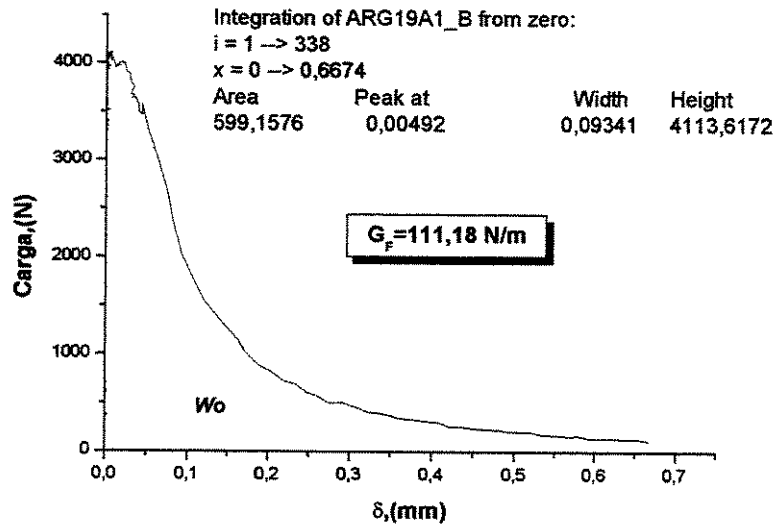


Figura13: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G19-a1

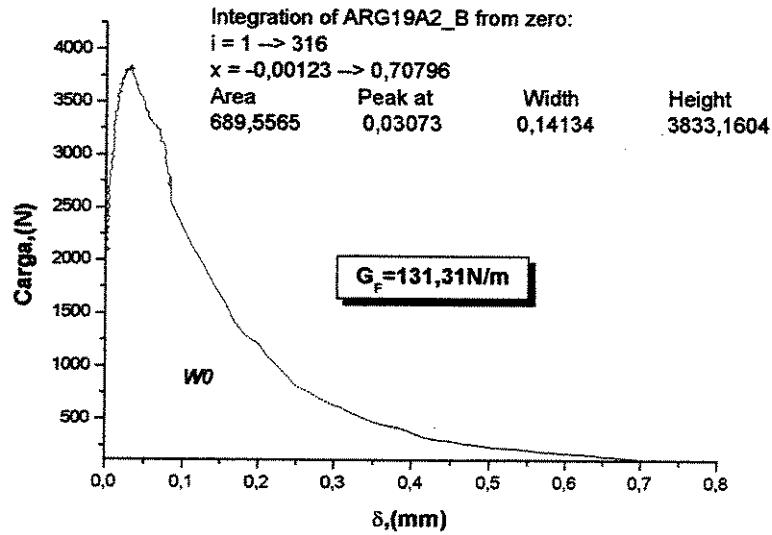


Figura14: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G19-a2

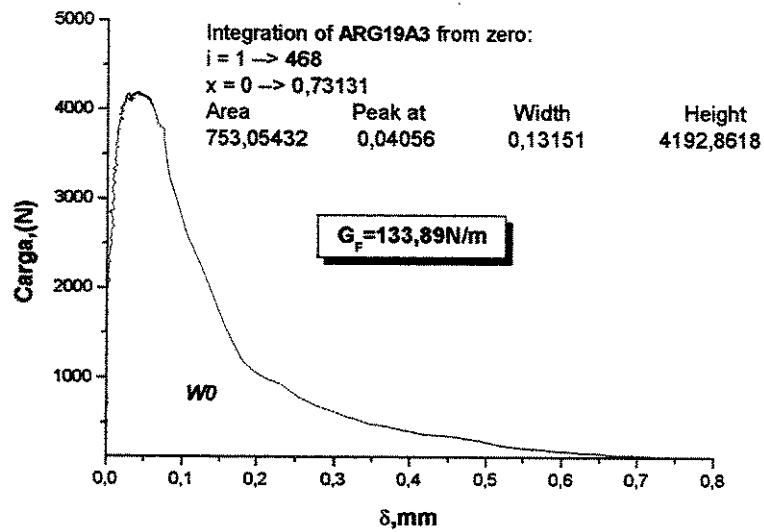


Figura15: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G19-a3

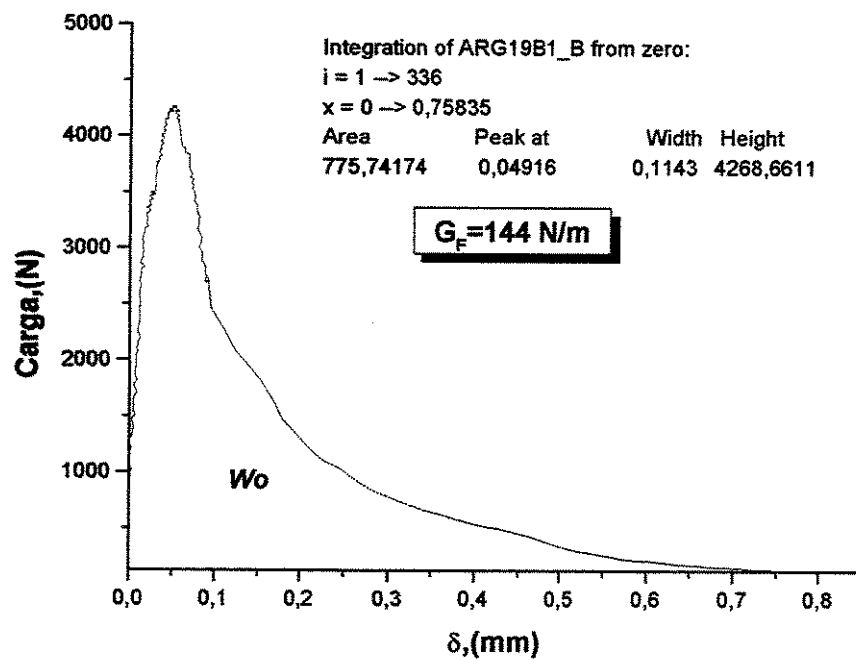


Figura16: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G19-b1

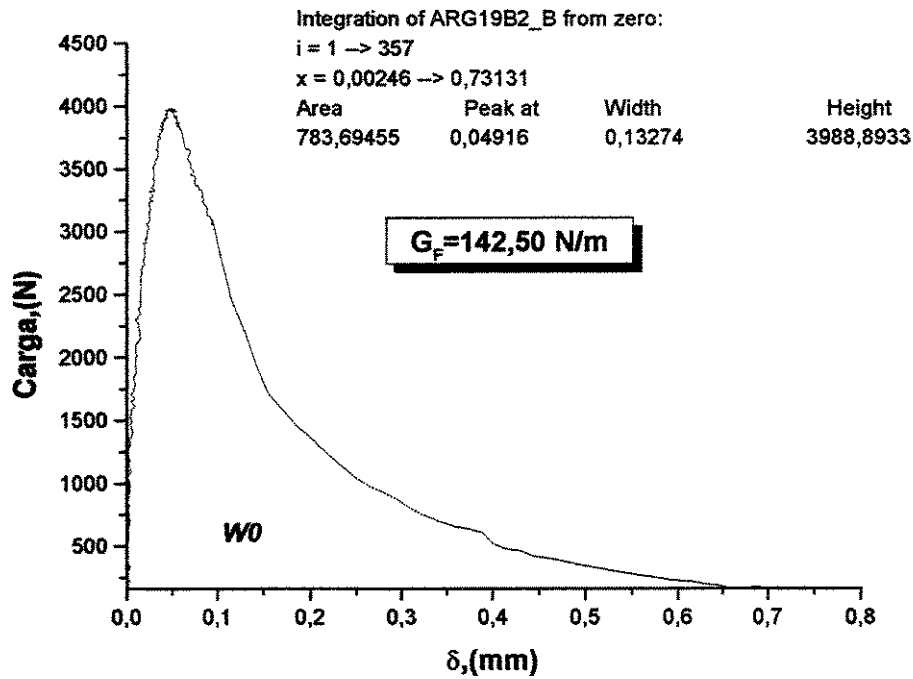


Figura 17: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G19-b2

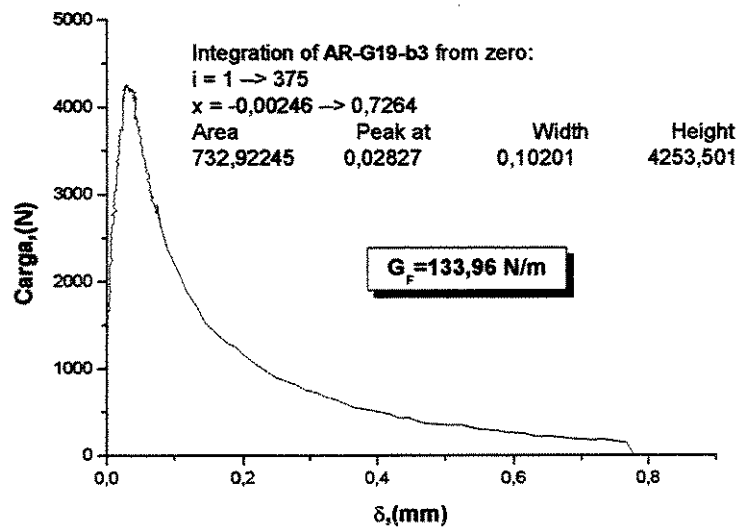


Figura 18: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G19-b3

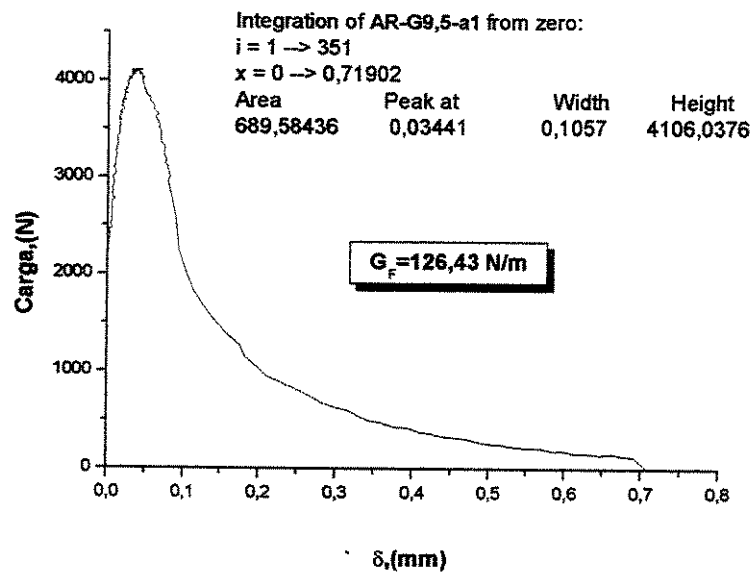


Figura 19: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G9,5-a1

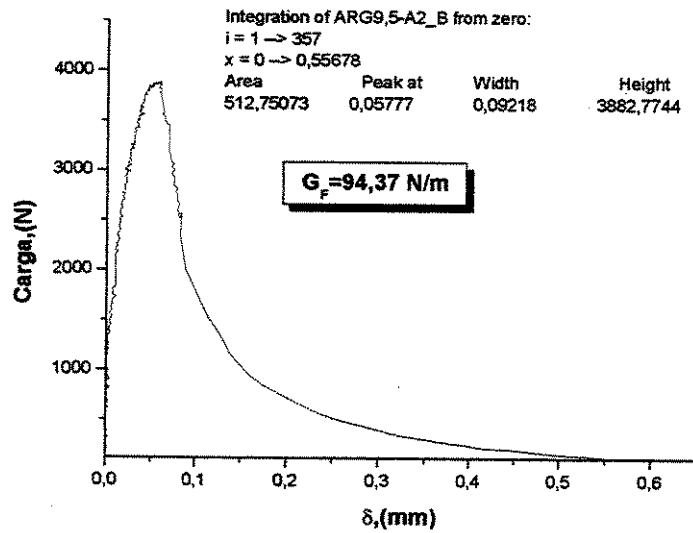


Figura 20: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G9,5-a2

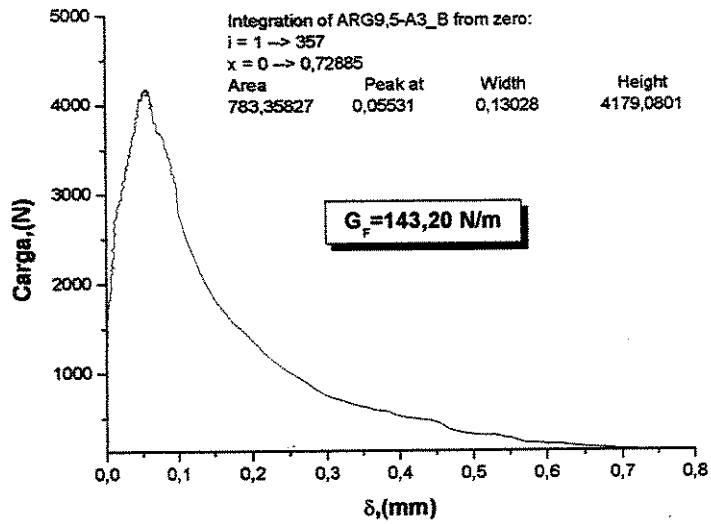


Figura 21: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G9,5-a3

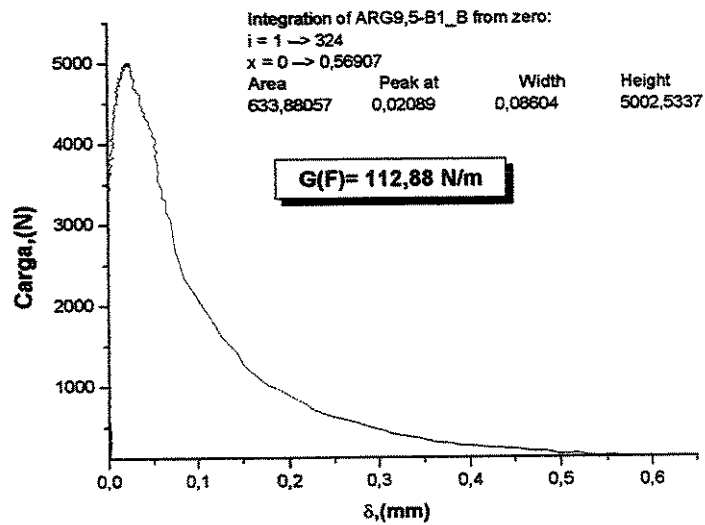


Figura 22: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G9,5-b1

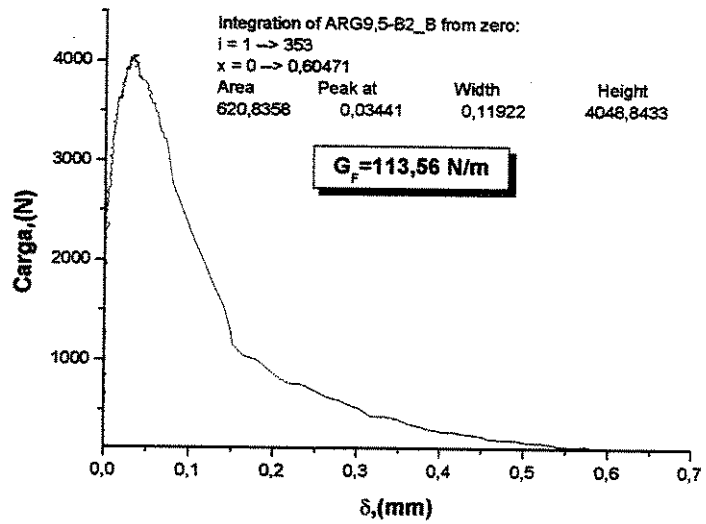


Figura 23: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G9,5-b2

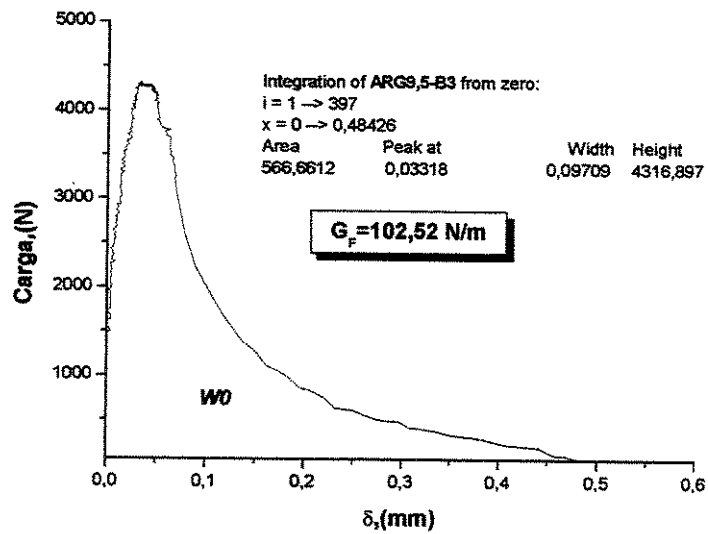


Figura 24: Diagrama carga x deslocamento da viga AR-G9,5-b3

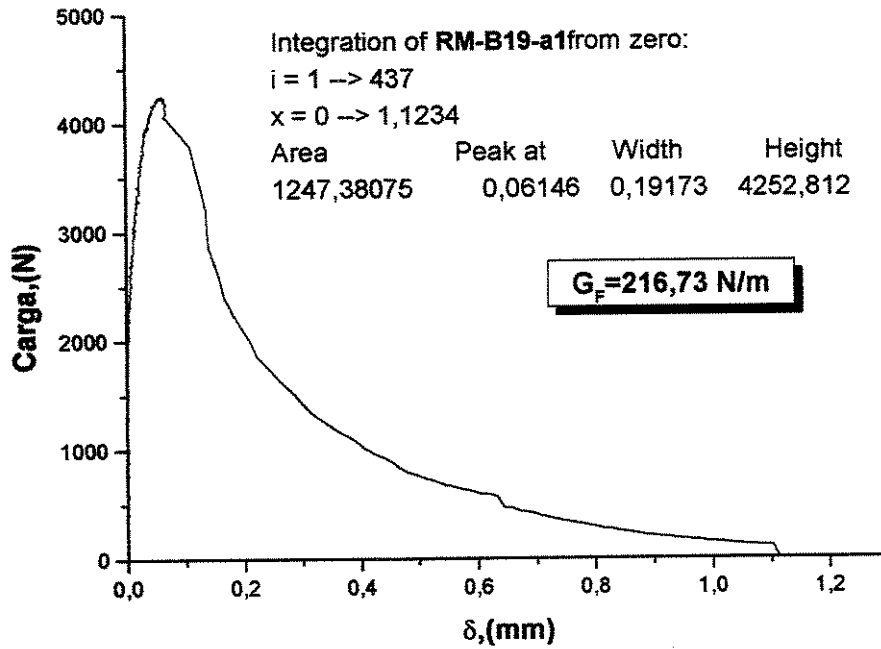


Figura 25: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B19-a1

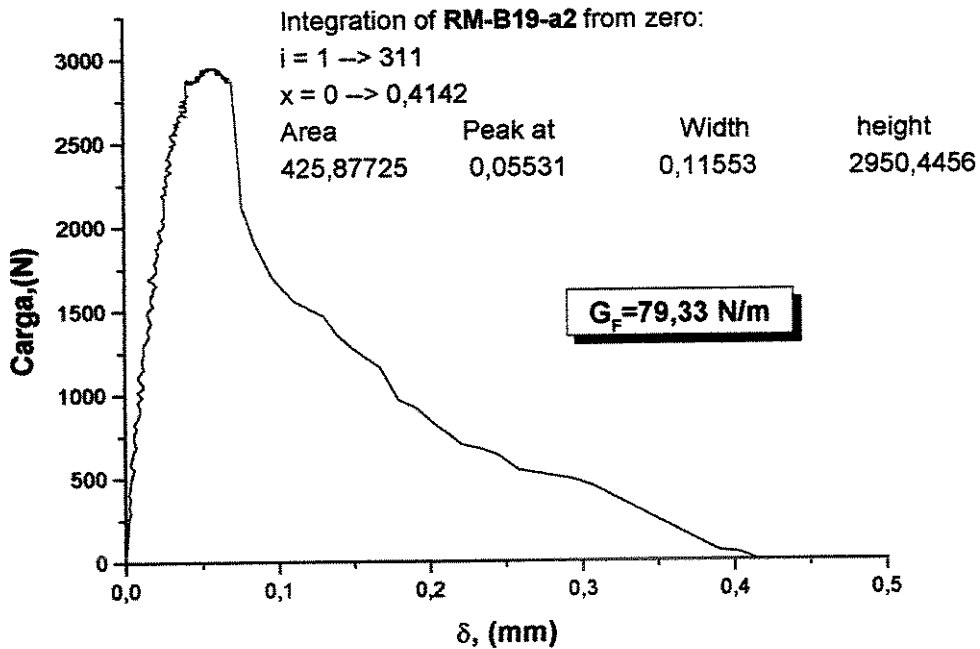


Figura 26: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B19-a2

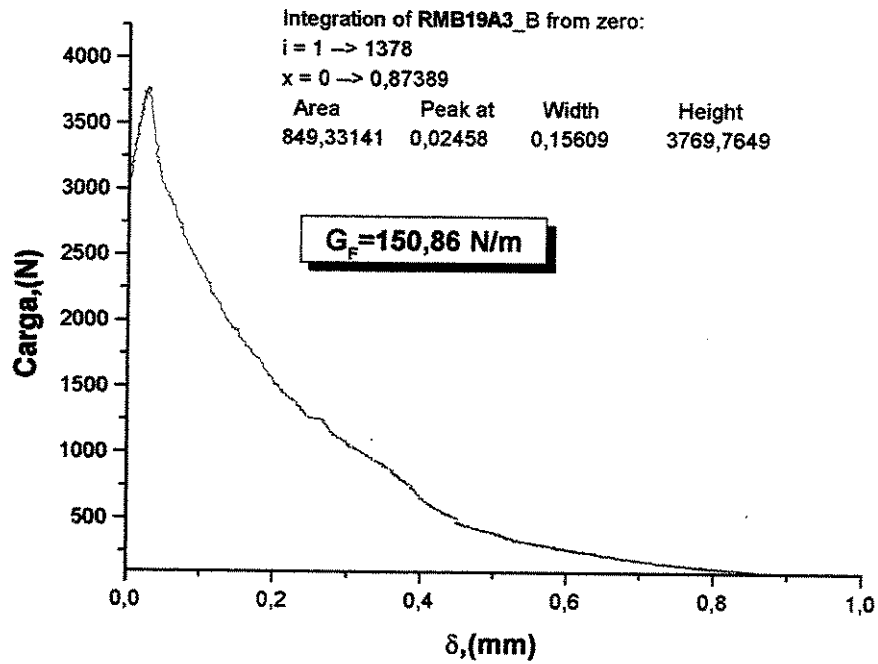


Figura 27: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B19-a3

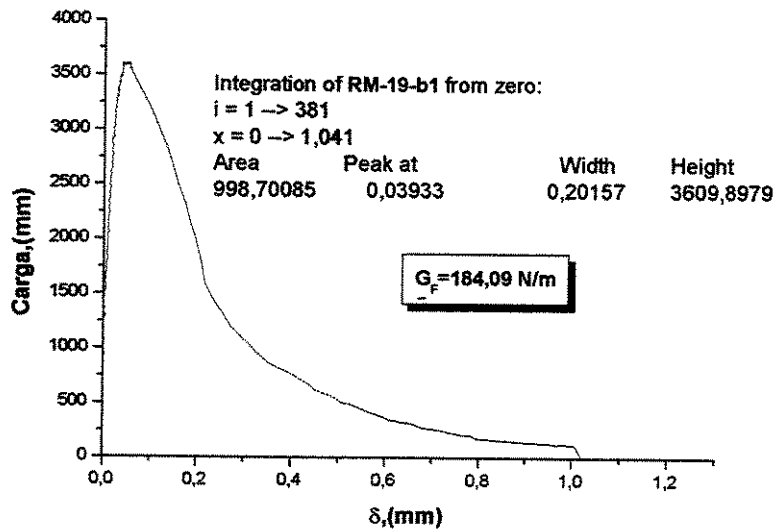


Figura 28: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B19-b1

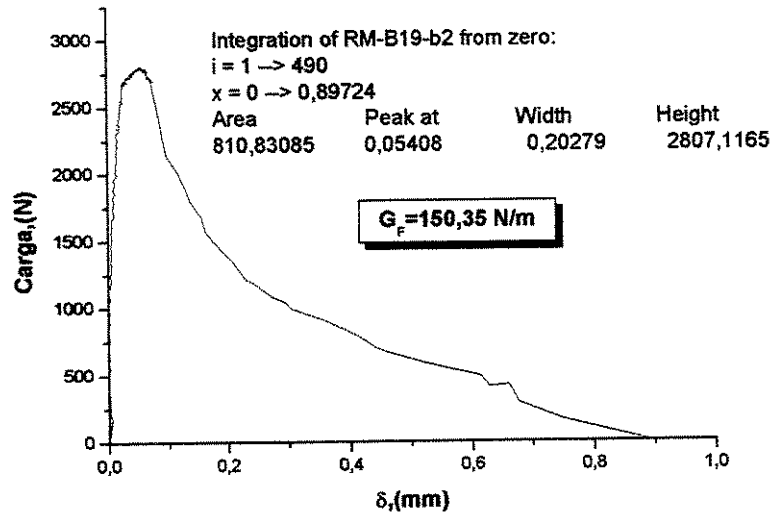


Figura 29: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B19-b2

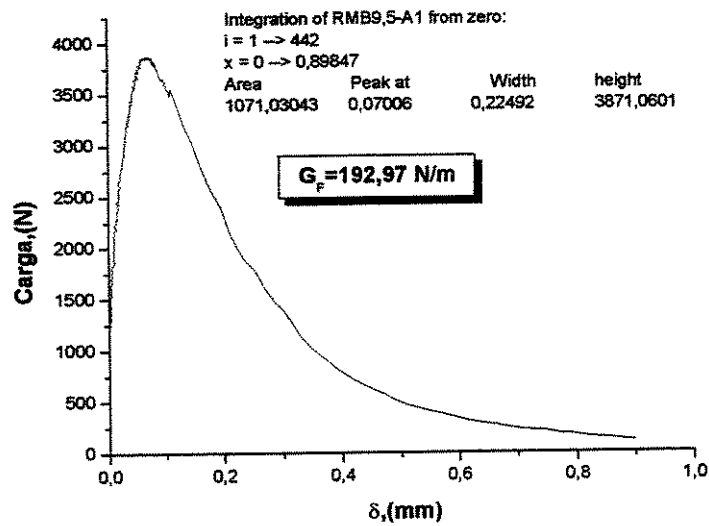


Figura 30: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B9,5-a1

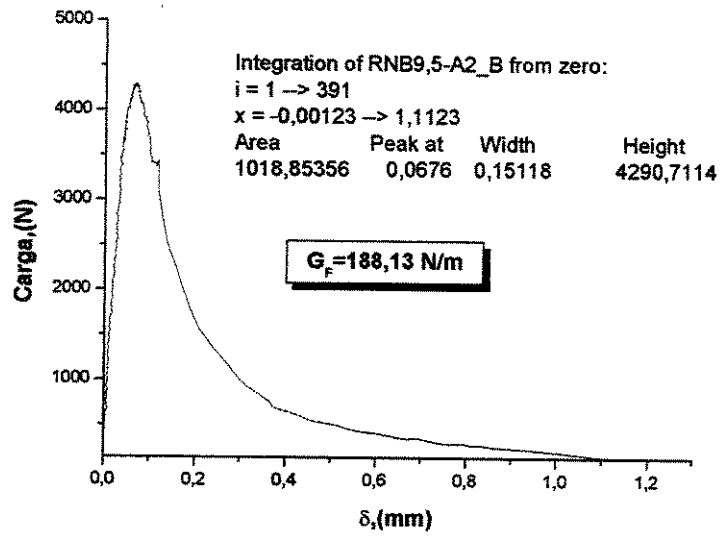


Figura 31: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B9,5-a2

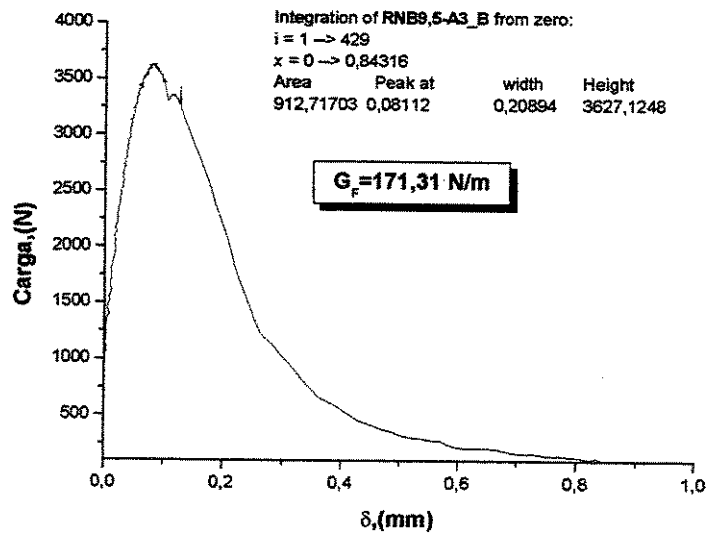


Figura 32: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B9,5-a3

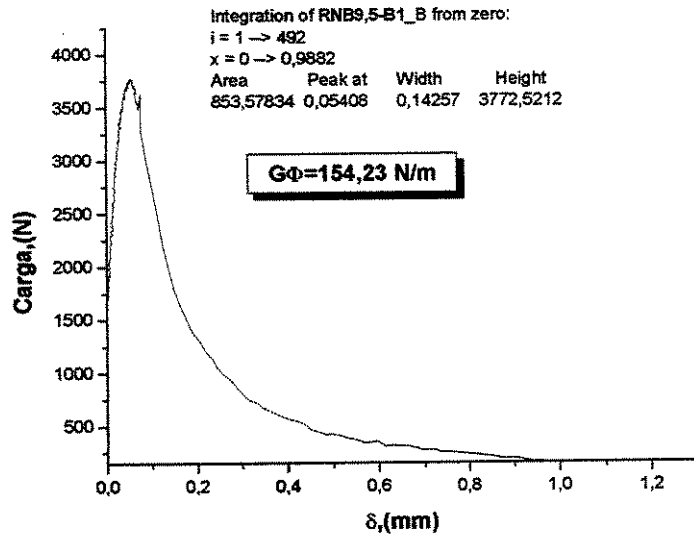


Figura 33: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B9,5-b1

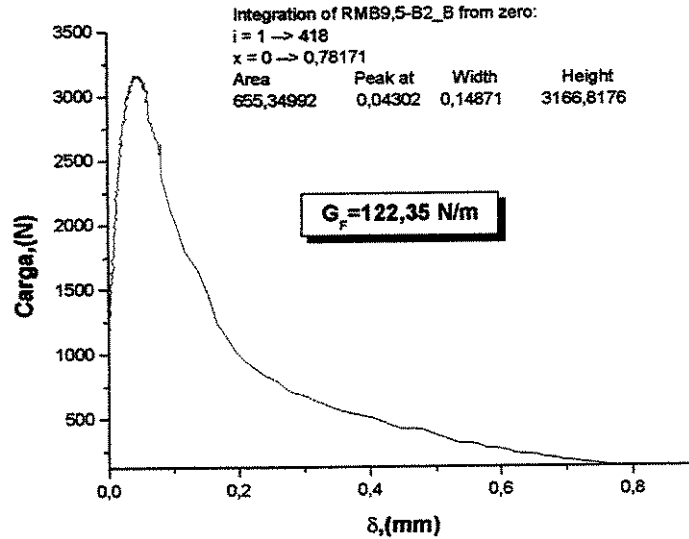


Figura 34: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B9,5-b2

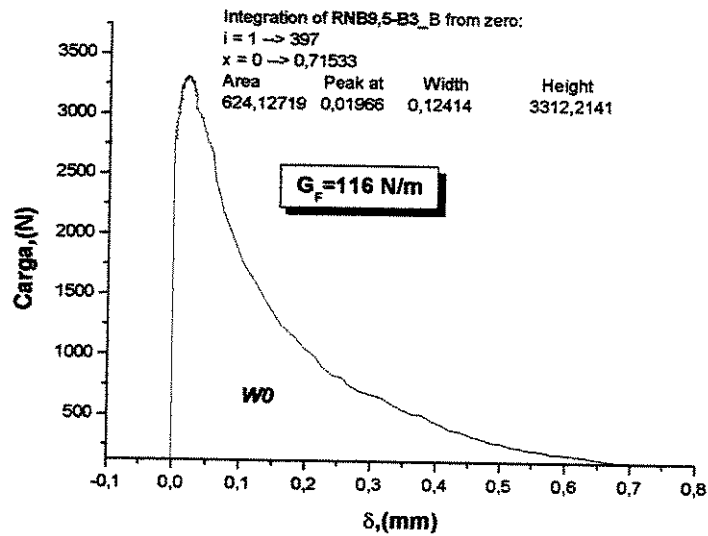


Figura 35: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-B9,5-b3

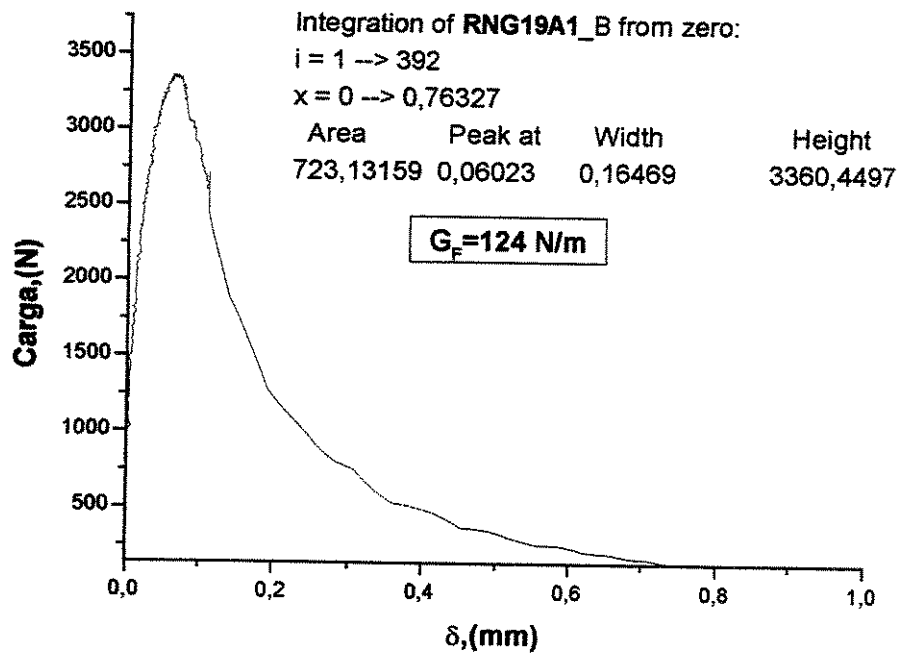


Figura 36: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G19-a1

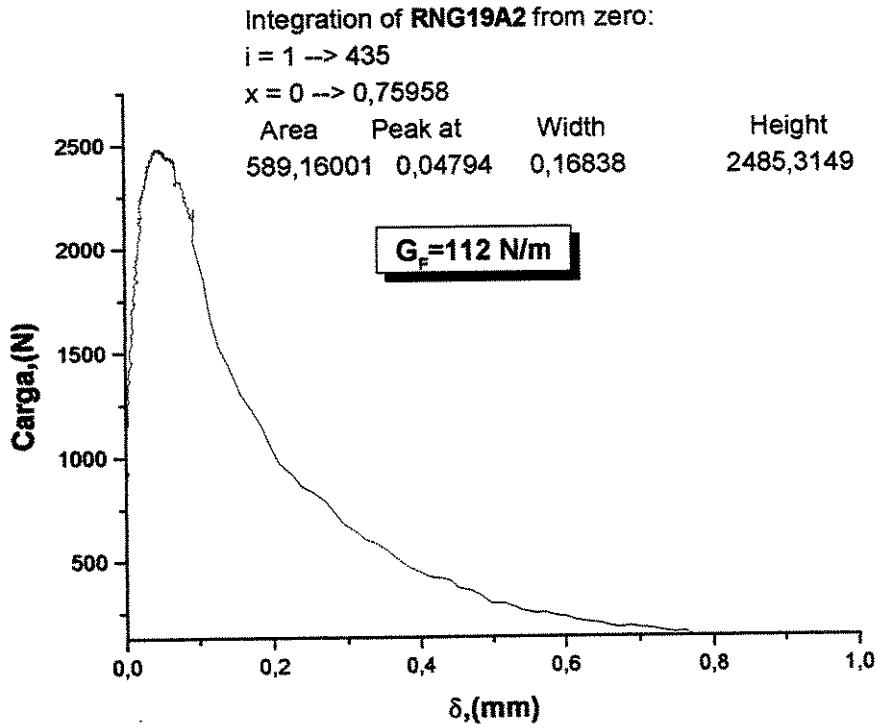


Figura 37: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G19-a2

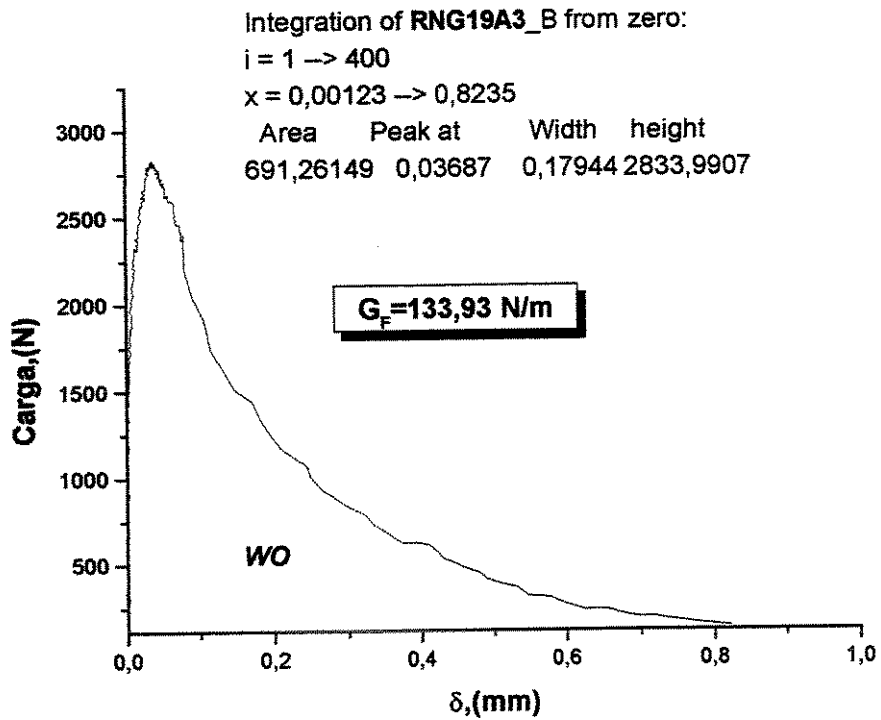


Figura 38: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G19-a3

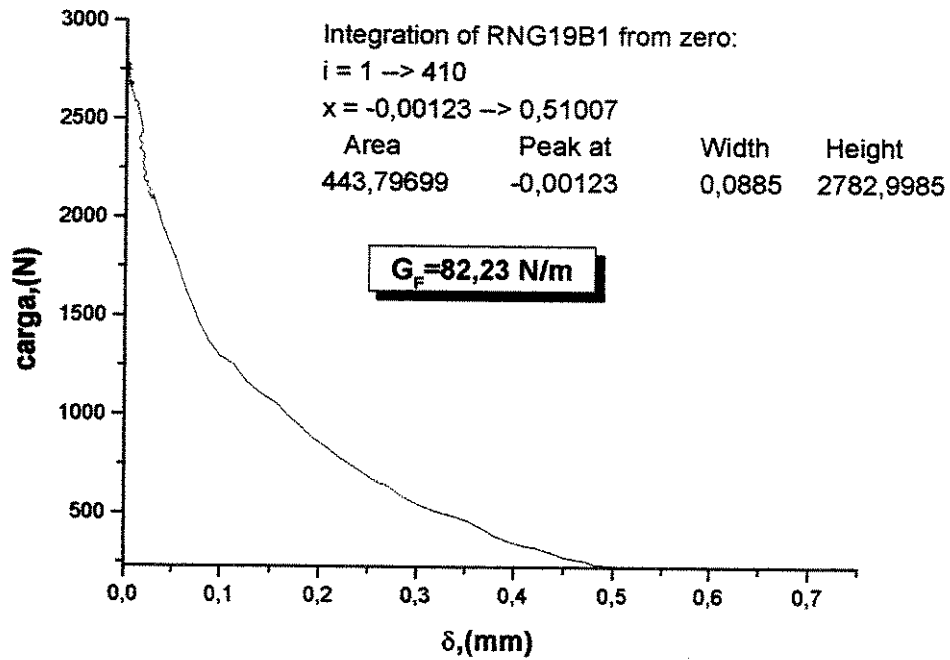


Figura 39: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G19-b1

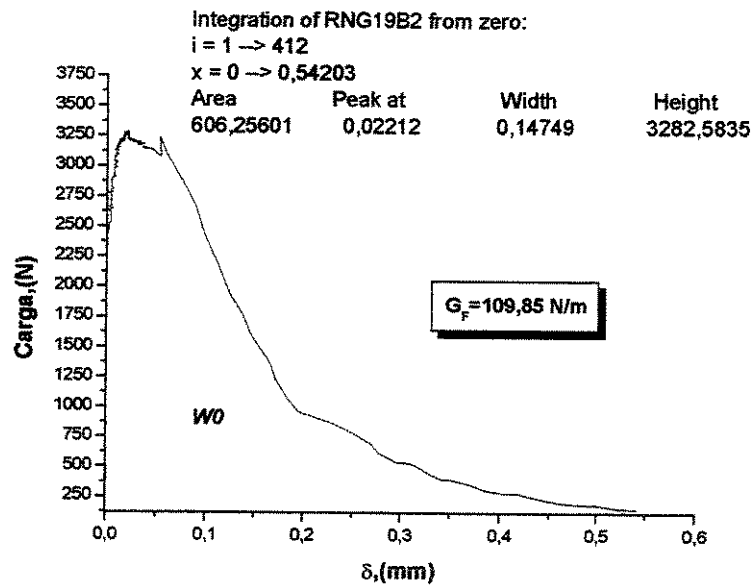


Figura 40: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G19-b2

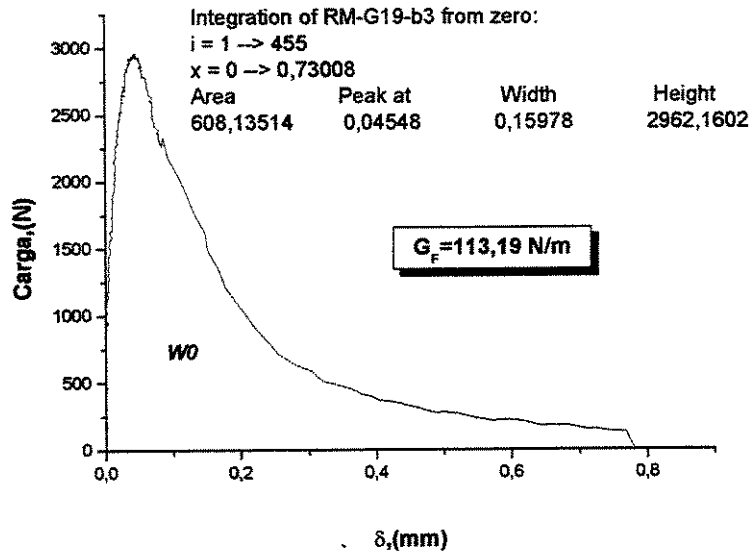


Figura 41: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G19-b3

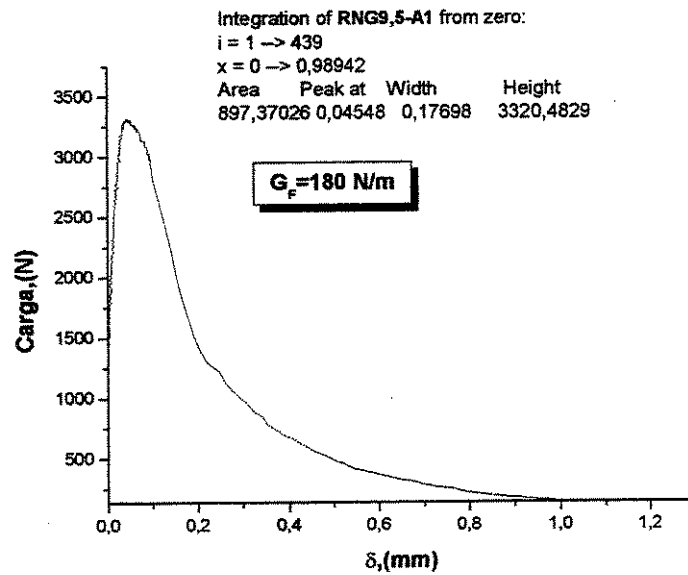


Figura 42: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G9,5-a1

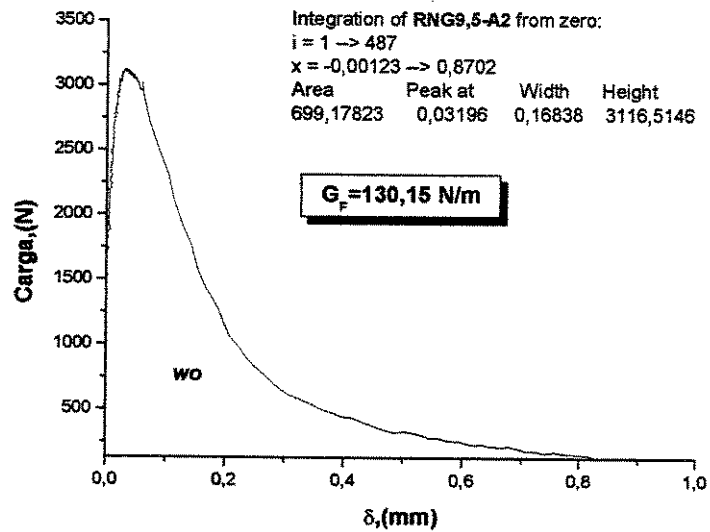


Figura 43: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G9,5-a2

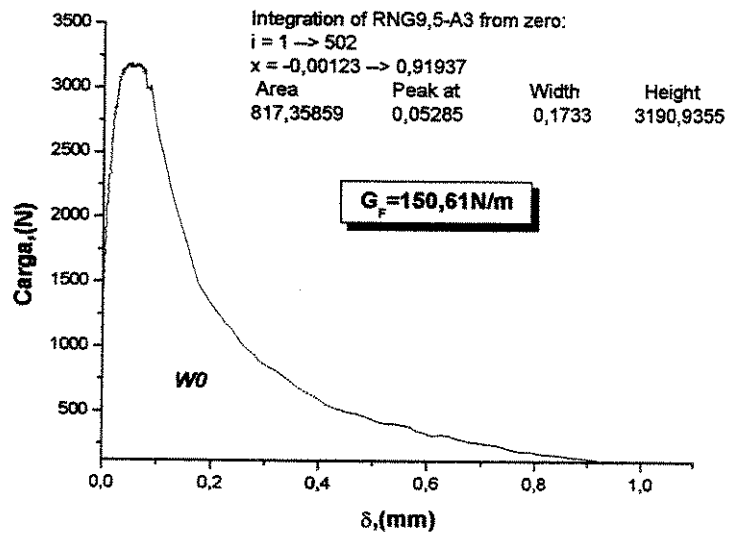


Figura 44: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G9,5-a3

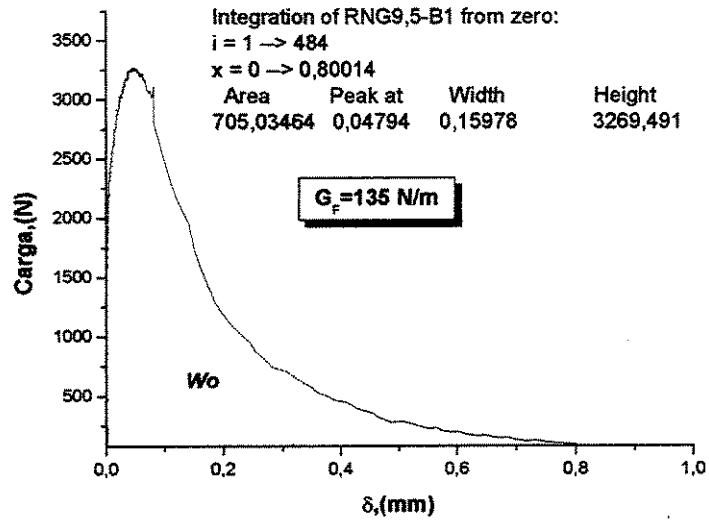


Figura 45: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G9,5-b1

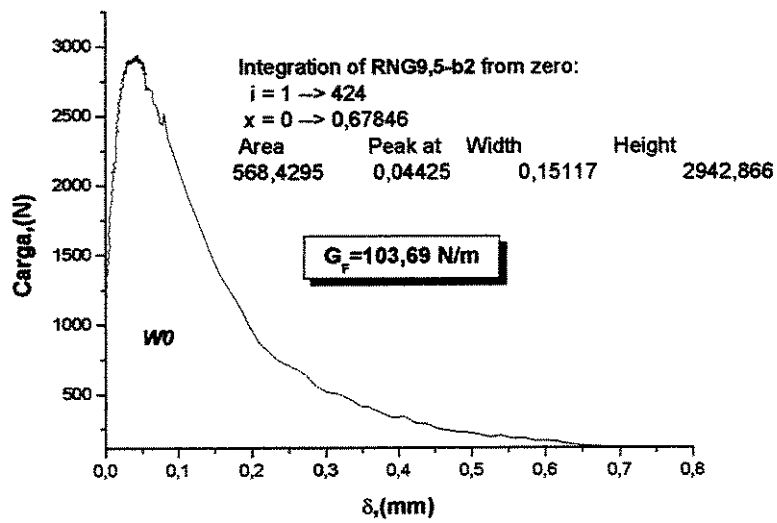


Figura 46: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G9,5-b2

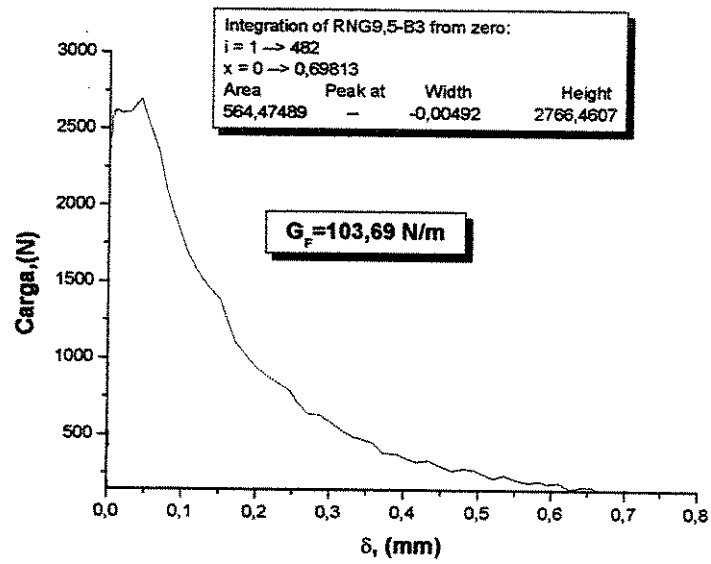


Figura 47: Diagrama carga x deslocamento da viga RM-G9,5-b3

D: Programa para o Cálculo dos Parâmetros de Fratura (E' , K_{Ic}^S , $CTOD_c$, G_{Ic}^S)

```
clear all
clc
% Este programa calcula
% RN-B19-b2% Entrada de Dados
%L= % comprimento da viga em mm
fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
nome=input(' Digite o nome do corpo de prova
(entre apóstrofes ''RN_B12_B1'') \n ');

fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
S=input(' Entre com o valor do vão livre em
"mm" \n ');
clc
fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
b=input(' Entre com o valor da altura da viga
em "mm" \n ');
clc
fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
t=input(' Entre com o valor da largura da
viga em "mm" \n ');
clc
fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
a0=input(' Entre com o valor do altura do
entalhe em "mm" \n ');
clc
fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
H0=input(' Entre com o valor da altura do clip
gage \n ');
clc
fprintf(' \n \n \n \n \n \n \n \n \n \n ')
```



```

    Em=(6*S*ac*g2alfa1)/(Cu*t*b^2);
end
Em;
ac;
alfa2=ac/b;
gl1alfa2=1.99-alfa2*(1-alfa2)*(2.15-
3.93*alfa2+2.70*(alfa2)^2)/(sqrt(pi)*(1+2*alfa2)*sqrt(1-
alfa2)^3);
%Fator de Intensidade de tensão
KIS=(3*(Pc+0.5*W0)*S*sqrt(pi*ac)*gl1alfa2)/(2*b^2*t);
alfa3=ac/b;
beta=a0/ac;
Zalfabeta=sqrt((1-beta)^2+(1.081-1.149*alfa3)*(beta-beta^2));
%deslocamento crítico de abertura da ponta da fissura
CTODc=6*(Pc+0.5*W0)*S*ac*g2alfa1/(E*b^2*t)*Zalfabeta;
%Calculo da Energia
G=(KIS^2/E)*1000;
clc
display(nome)
fprintf('\n\n          Dados do problema \n\n')
fprintf('          Vão livre          = %8.2f
\n\n',S)
fprintf('          Altura da viga      = %8.2f
\n\n',b)
fprintf('          Largura da viga      = %8.2f
\n\n',t)
fprintf('          Altura do entalhe    = %8.2f
\n\n',a0)
fprintf('          Altura do clip gage = %8.2f
\n\n',H0)
fprintf('          Ci = %12.9f \n\n',Ci)
fprintf('          Cu = %12.9f \n\n',Cu)

```

```

fprintf('                                Carga máxima = %8.2f \n\n',Pc)
fprintf('                                Peso próprio = %8.2f \n\n\n',W0)

fprintf('                                Resultado dos cálculos \n\n')
fprintf('                                E            Em            KIS            CTODc
G      \n\n')
fprintf('%12.4f %12.4f %12.4f %12.4f %12.4f
\n', E, Em, KIS, CTODc, G)

```

E: Diagrama carga x CMOD para o Cálculo da Flexibilidade

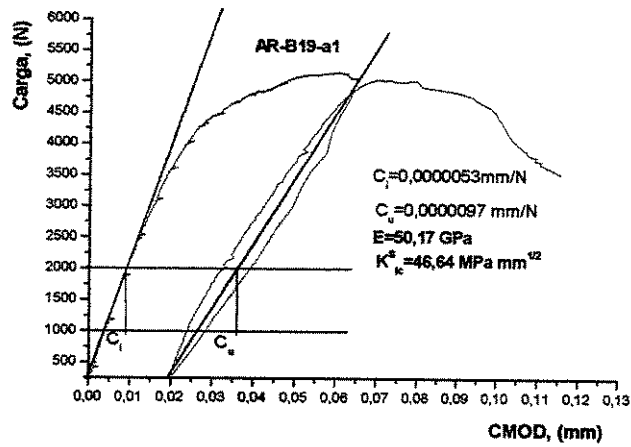


Figura1: Diagrama Carga x CMOD AR-B19a1

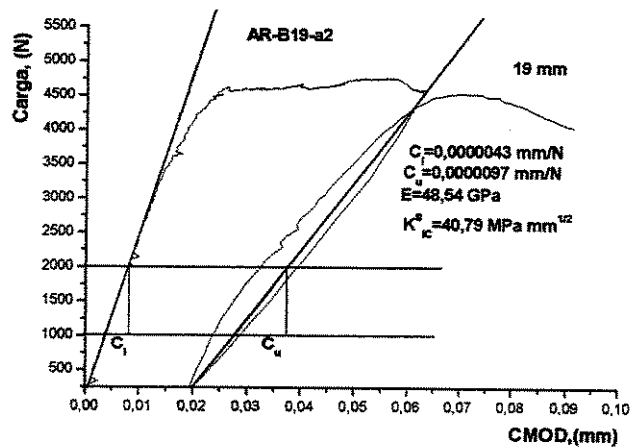


Figura2: Diagrama Carga x CMOD AR-B19a2

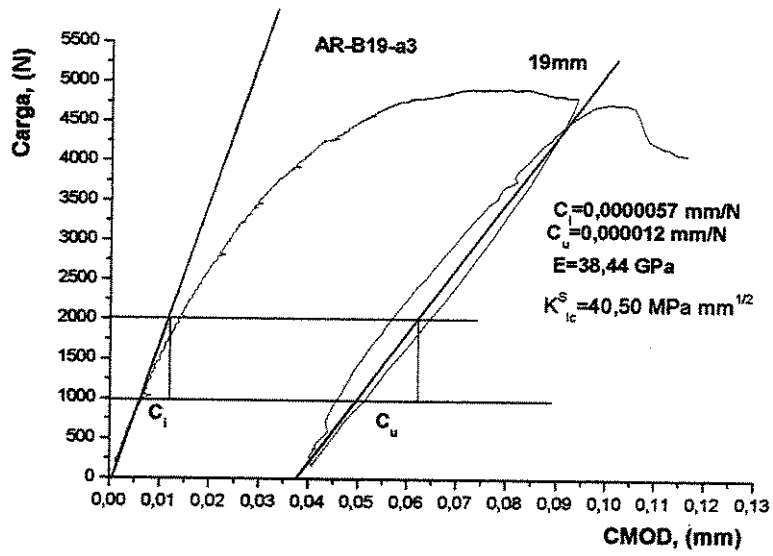


Figura3: Diagrama Carga x CMOD : AR-B19a3

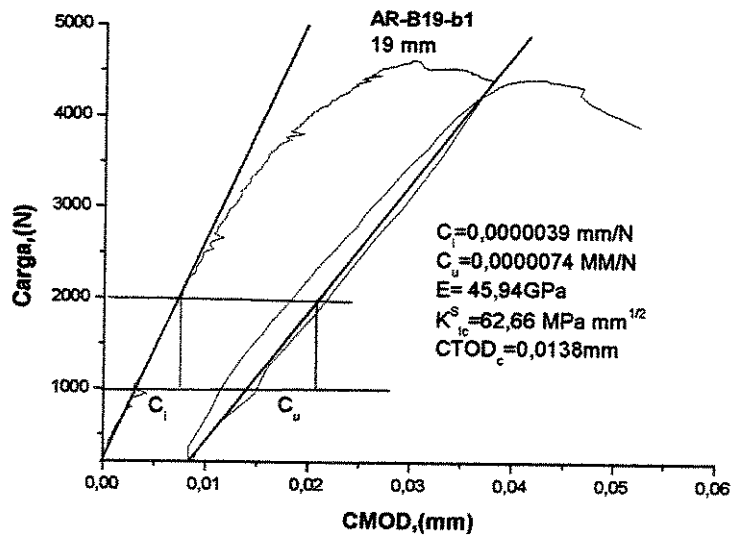


Figura4: Diagrama Carga x CMOD : AR-B19b1

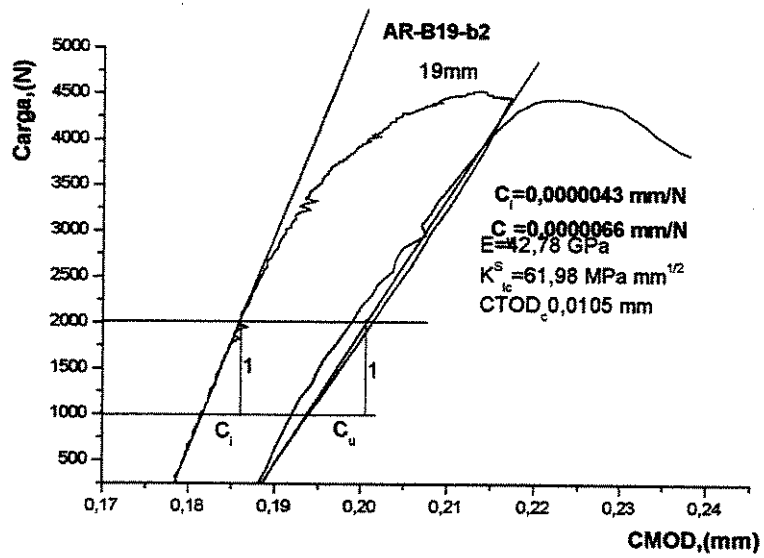


Figura5: Diagrama Carga x CMOD : AR-B19b2

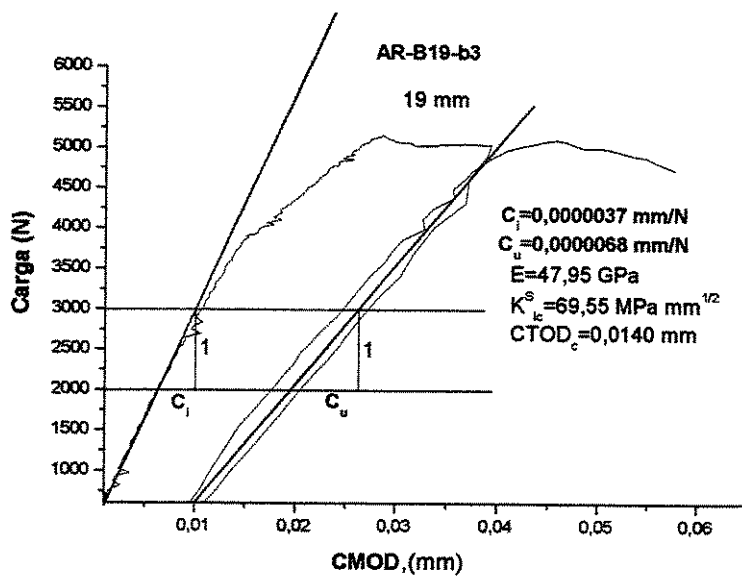


Figura6: Diagrama Carga x CMOD : AR-B19b3

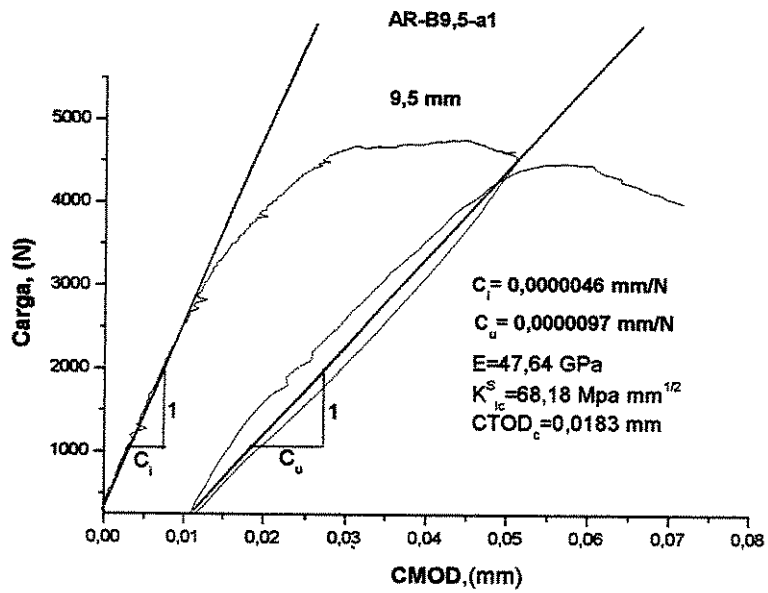


Figura7: Diagrama Carga x CMOD : AR-B9,5-a1

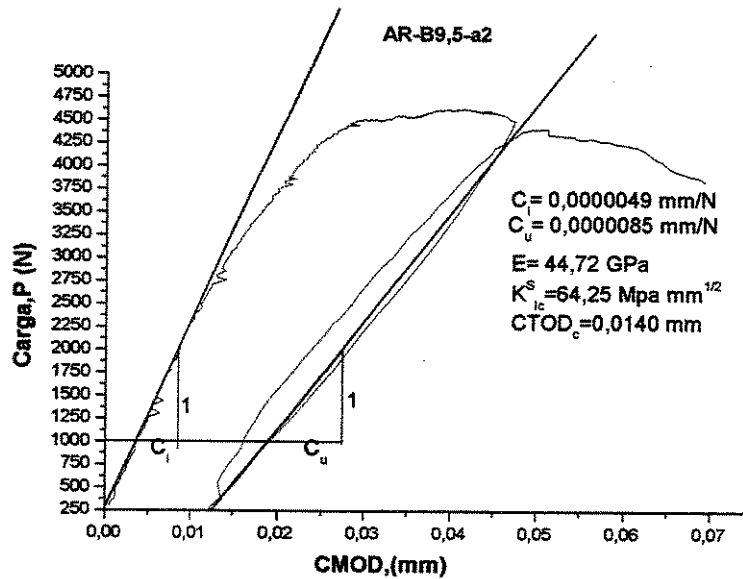


Figura8: Diagrama Carga x CMOD : AR-B9,5-a2

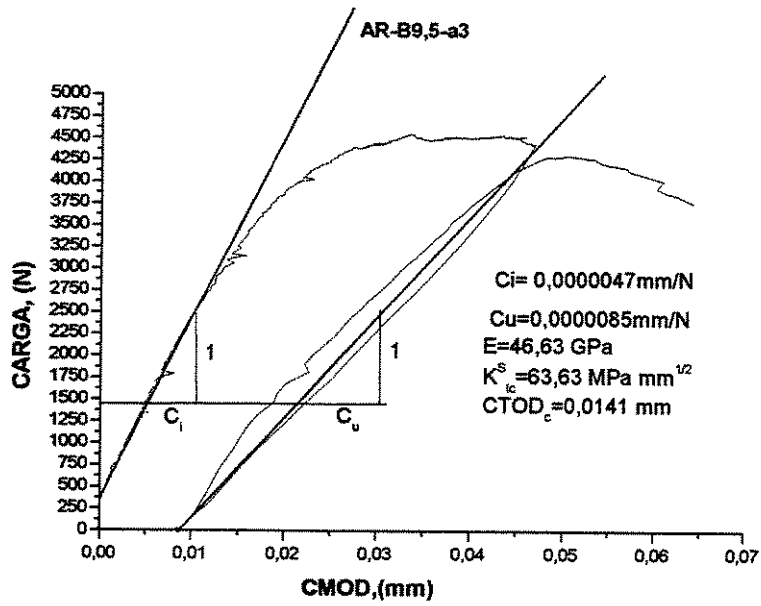


Figura9: Diagrama Carga x CMOD : AR-B9,5-a3

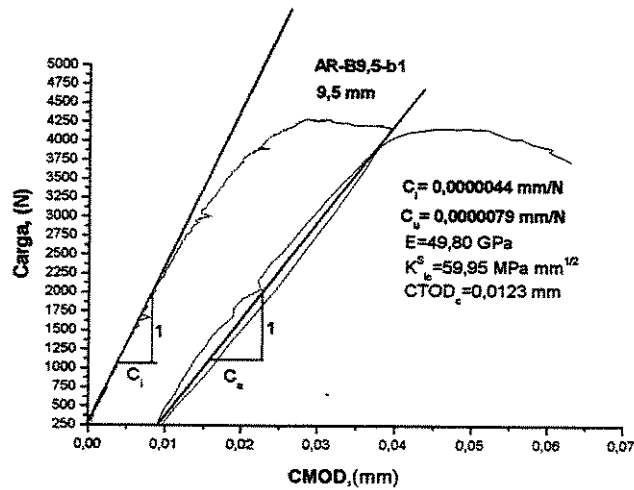


Figura10: Diagrama Carga x CMOD : AR-B9.5-b1

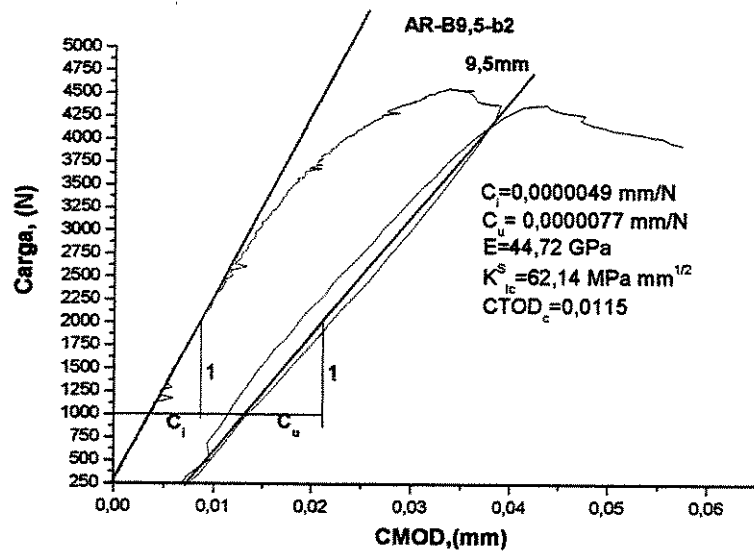


Figura11: Diagrama Carga x CMOD : AR-B9,5-b2

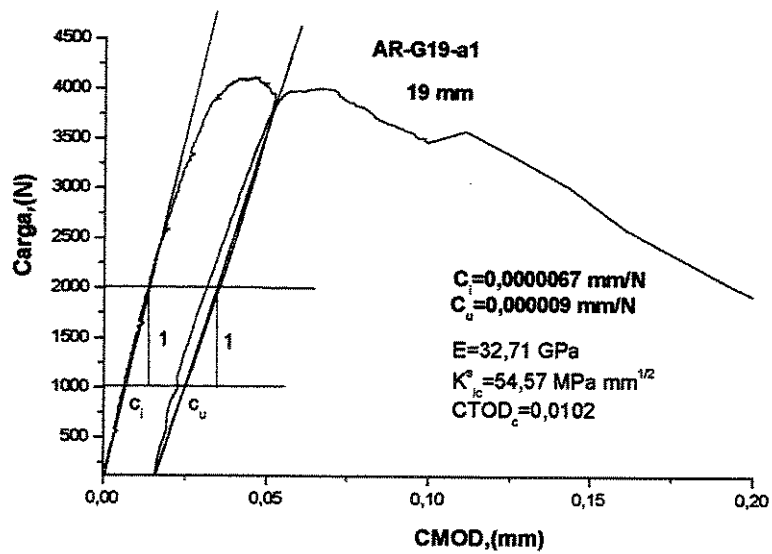


Figura12: Diagrama Carga x CMOD: AR-G19-a1

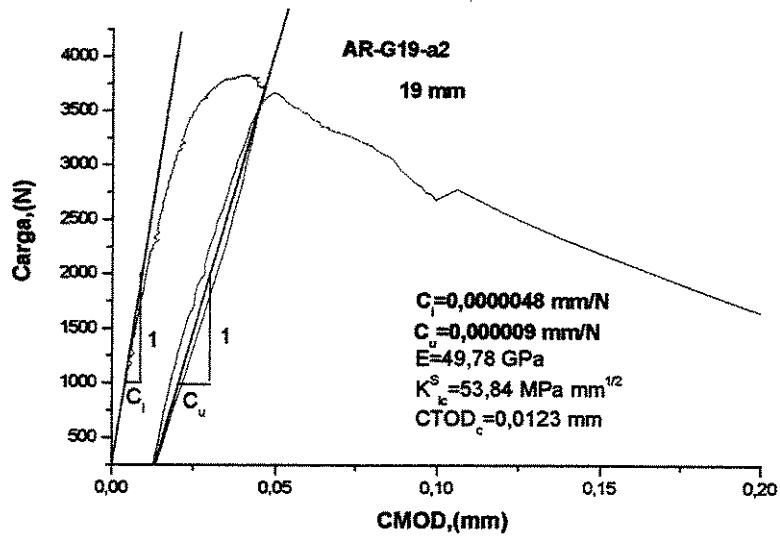


Figura13: Diagrama Carga x CMOD: AR-G19-a2

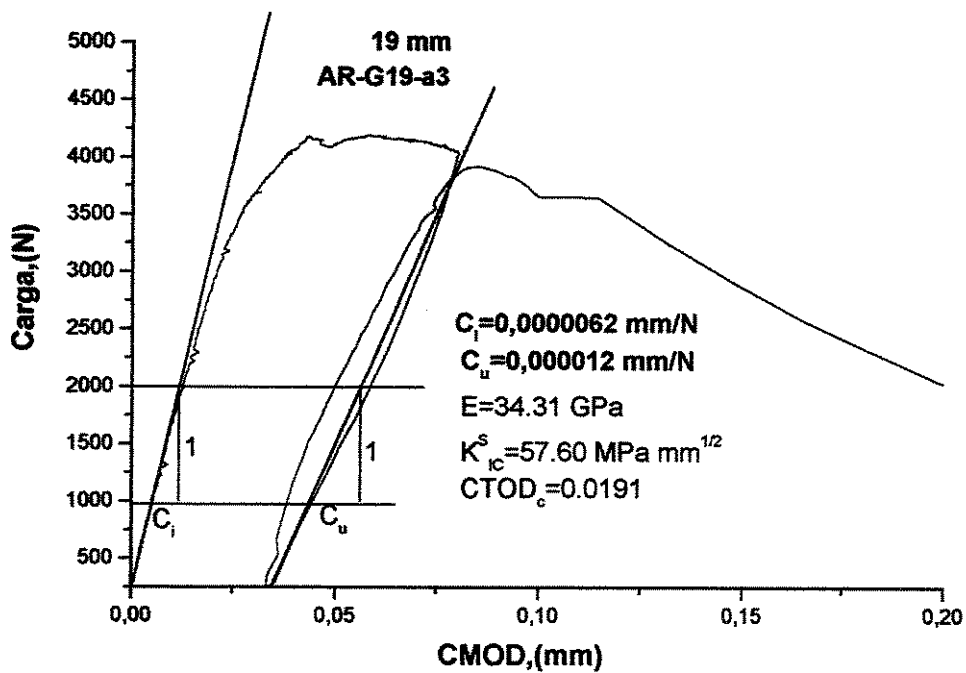


Figura14: Diagrama Carga x CMOD : AR-G19-a3

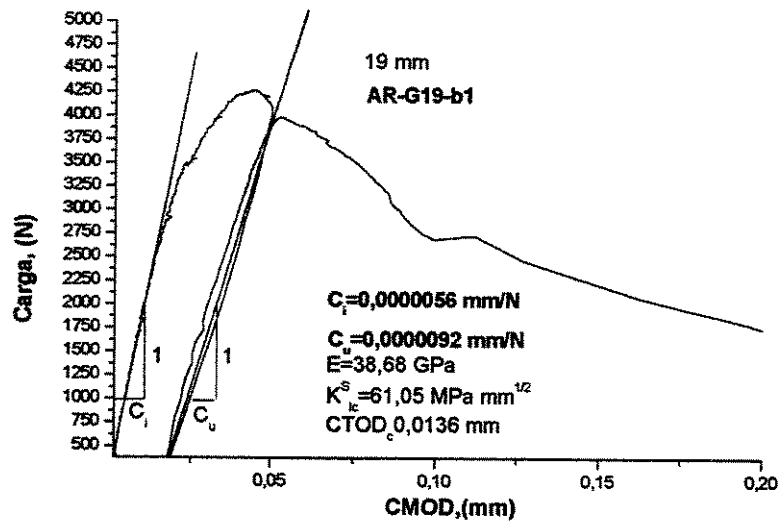


Figura15: Diagrama Carga x CMOD : AR-G19-b1

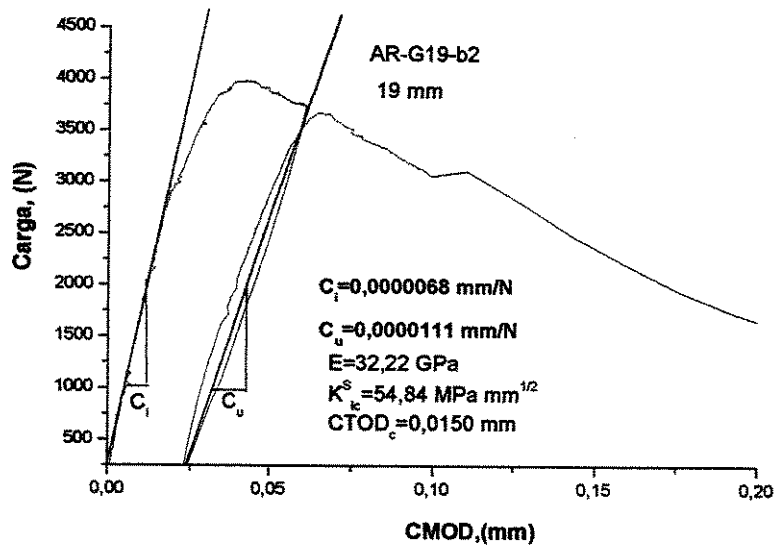


Figura16: Diagrama Carga x CMOD : AR-G19-b2

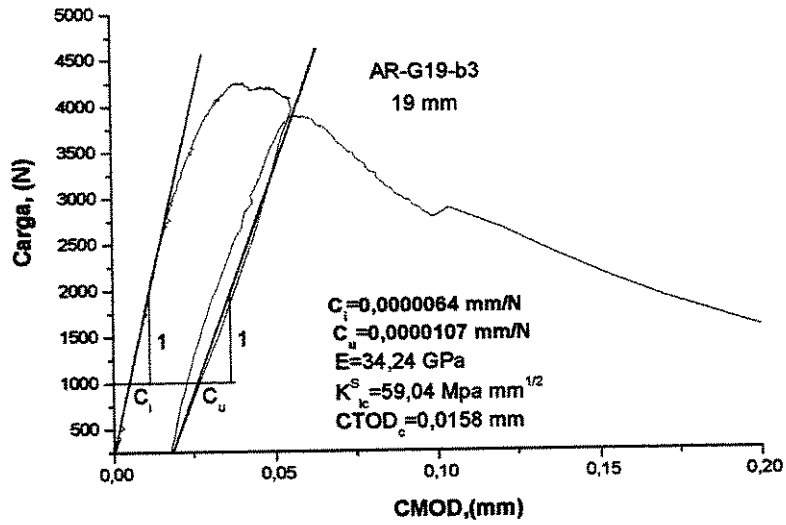


Figura17: Diagrama Carga x CMOD : AR-G19-b3

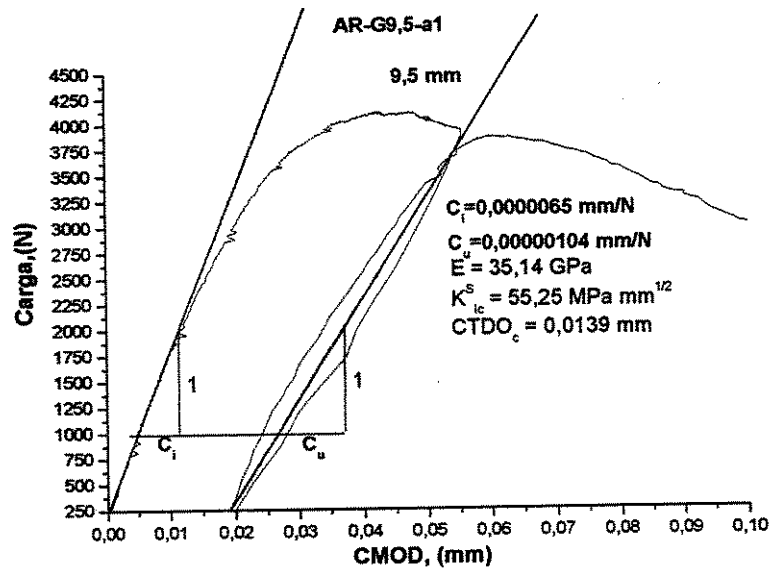


Figura18: Diagrama Carga x CMOD : AR-G9,5-a1

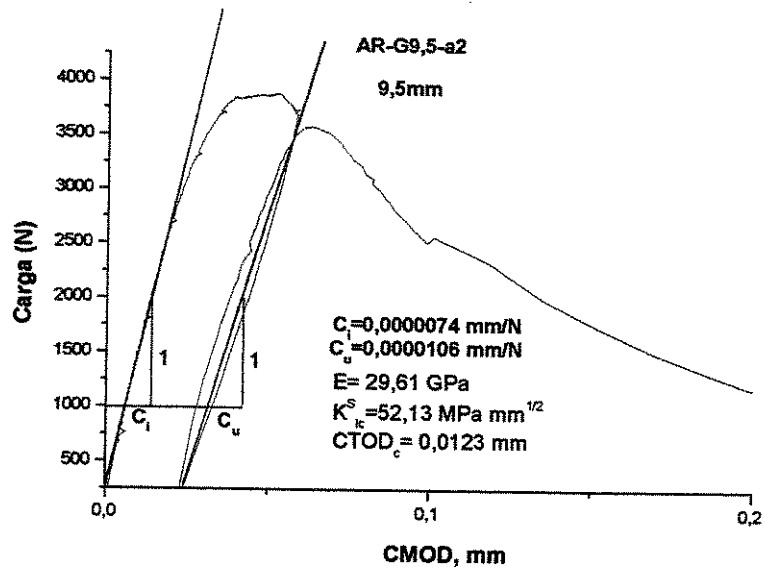


Figura19: Diagrama Carga x CMOD: AR-G9,5-a2

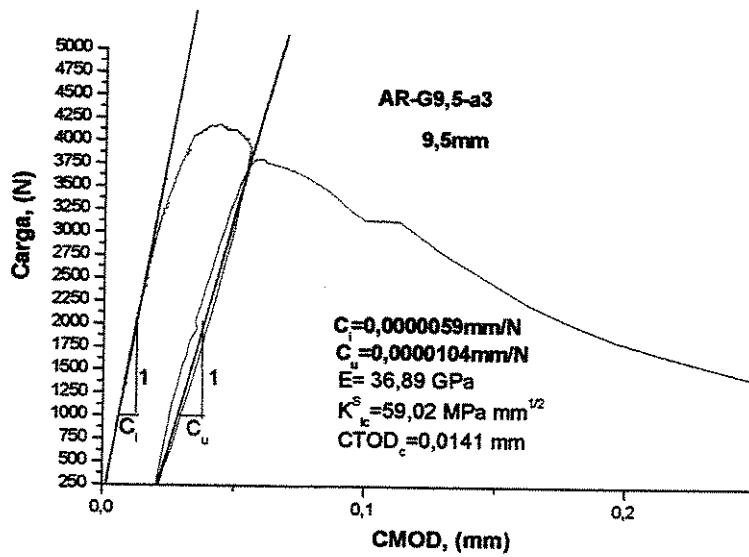


Figura20: Diagrama Carga x CMOD: AR-G9,5-a3

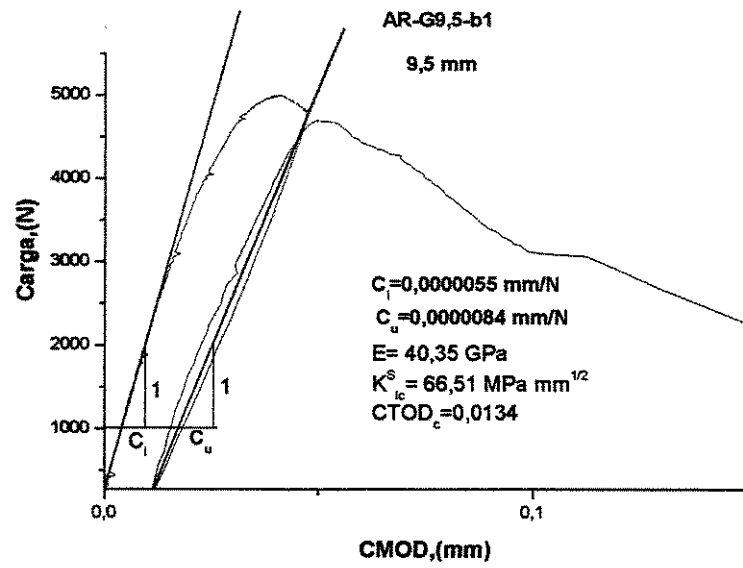


Figura21: Diagrama Carga x CMOD: AR-G9.5-b1

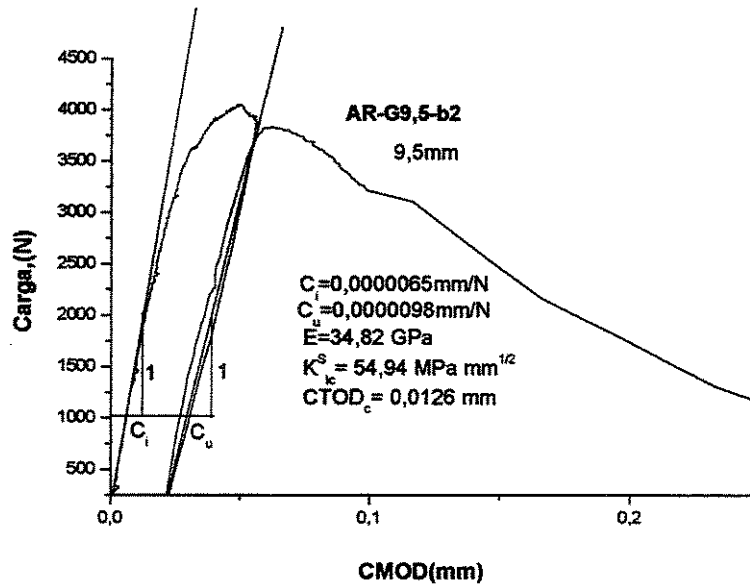


Figura22: Diagrama Carga x CMOD: AR-G9,5-b2

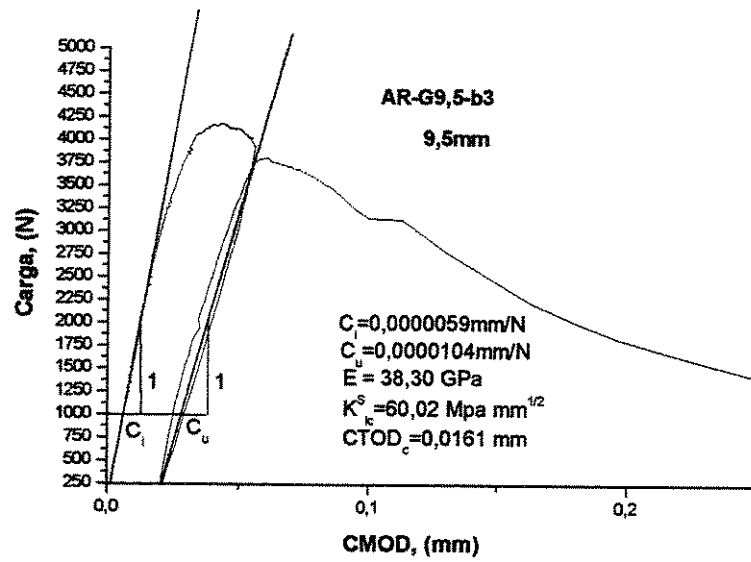


Figura23: Diagrama Carga x CMOD: AR-G9,5-b3

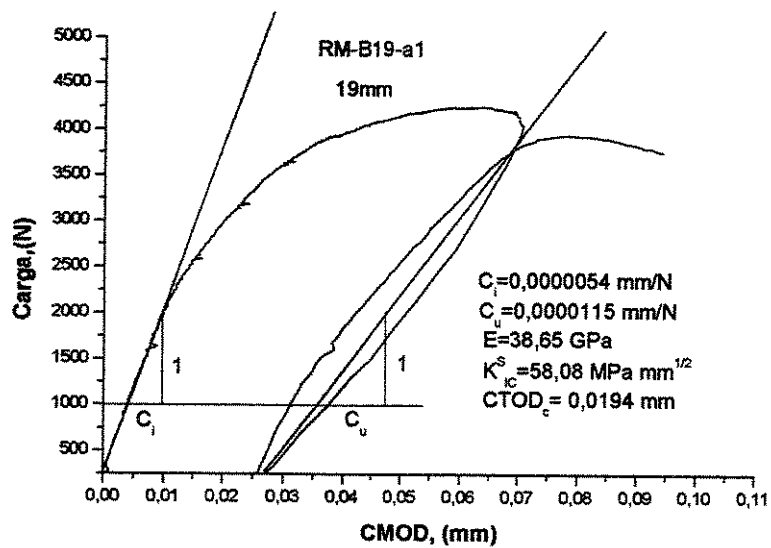


Figura24: Diagrama Carga x CMOD: RM-B19-a1

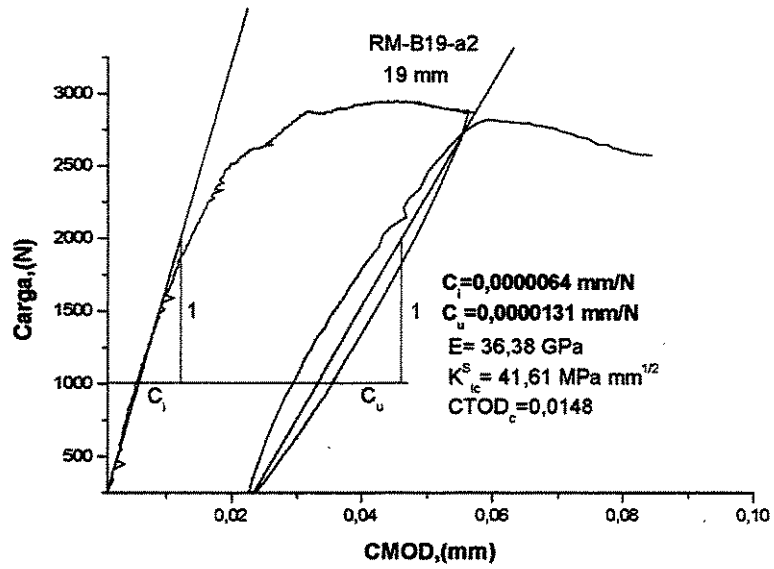


Figura25: Diagrama Carga x CMOD : RM-B19-a2

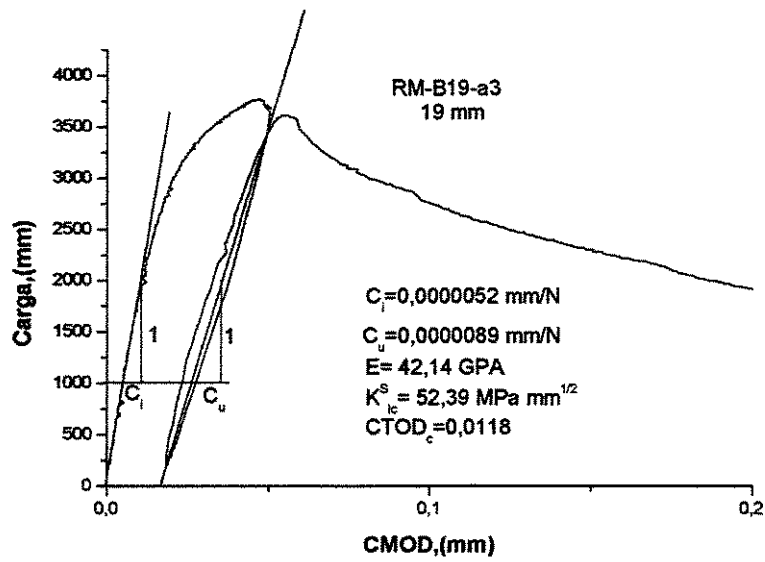


Figura26: Diagrama Carga x CMOD : RM-B19-a3

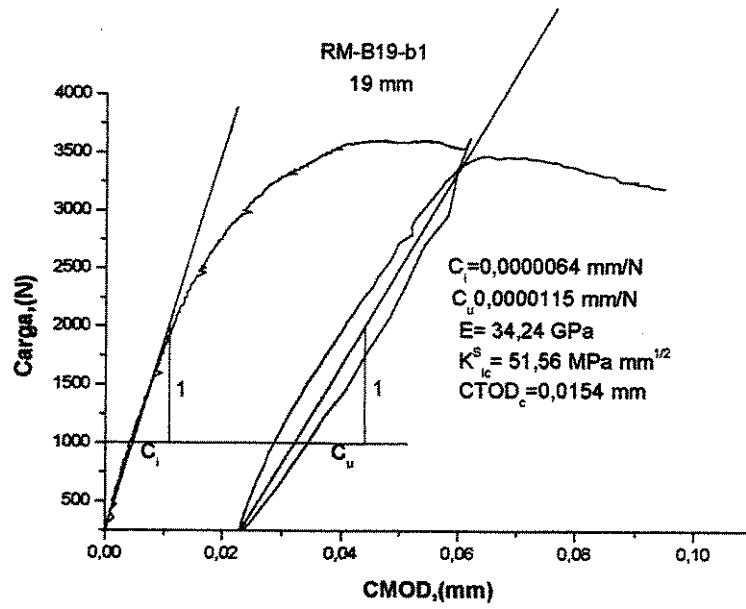


Figura27: Diagrama Carga x CMOD : RM-B19-b1

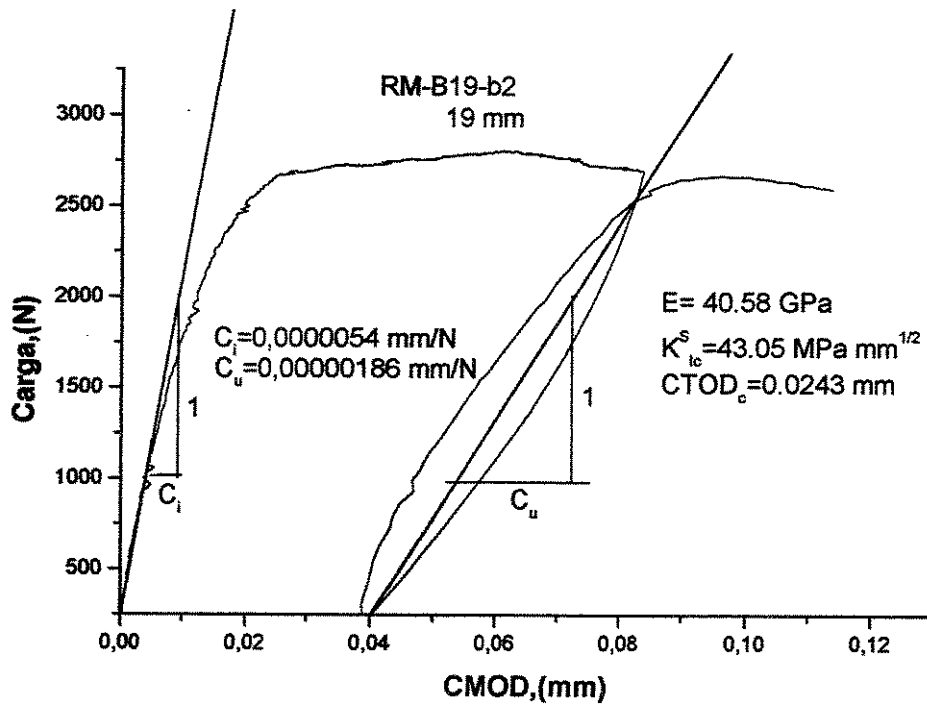


Figura28: Diagrama Carga x CMOD : RM-B19-b2

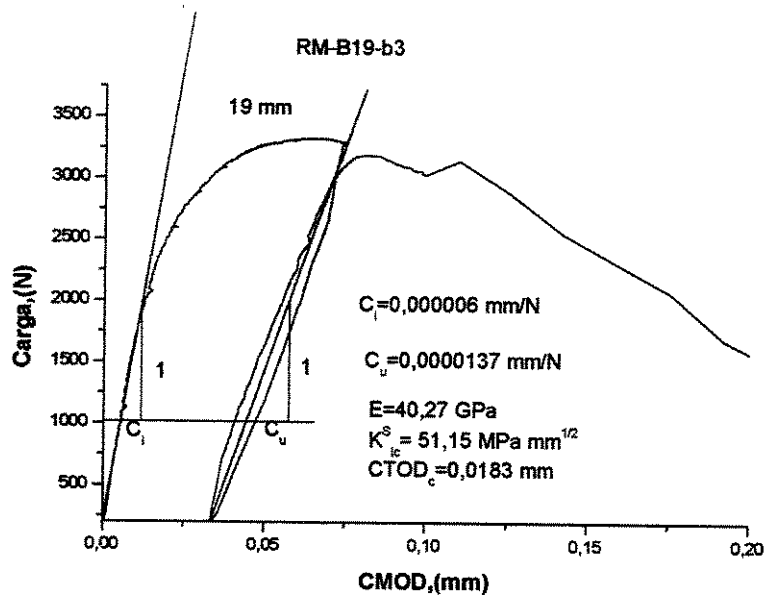


Figura29: Diagrama Carga x CMOD : RM-B19-b3

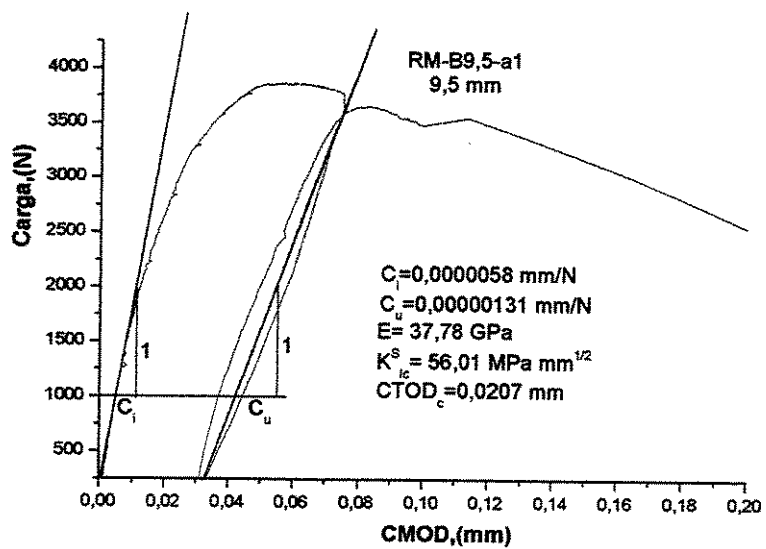


Figura30: Diagrama Carga x CMOD : RM-B9,5-a1

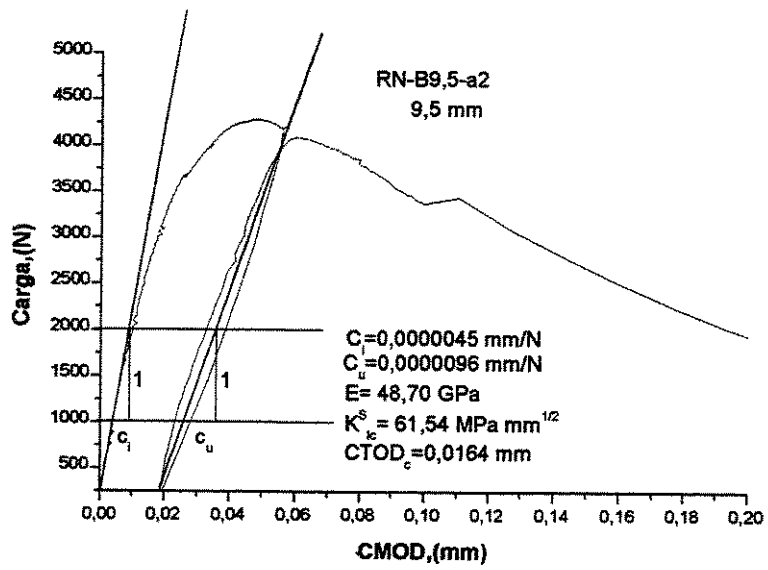


Figura31: Diagrama Carga x CMOD : RM-B9,5-a2

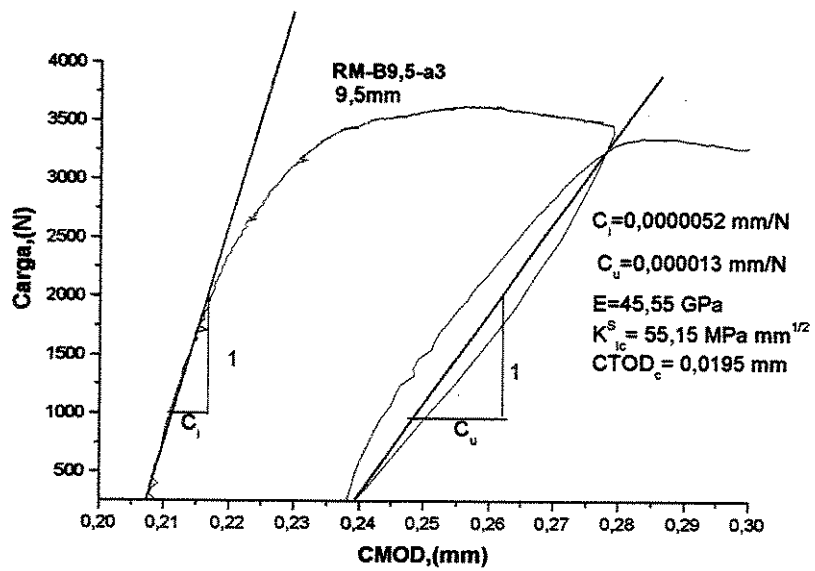


Figura32: Diagrama Carga x CMOD : RM-B9,5-a3

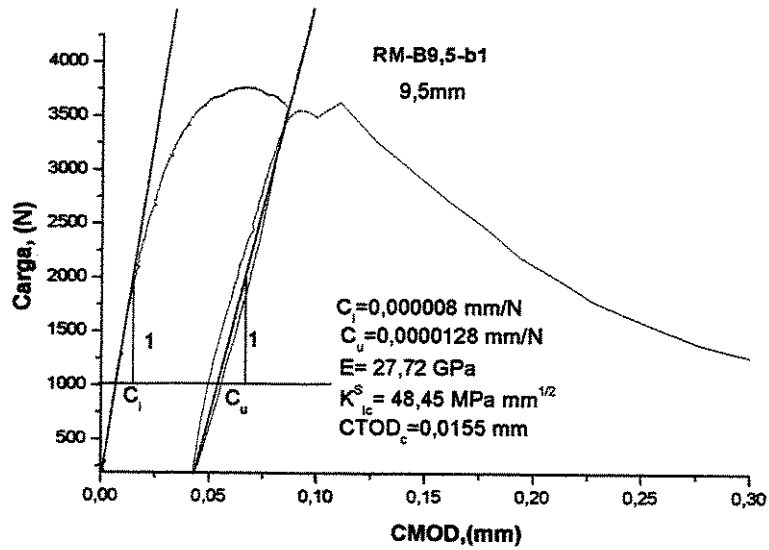


Figura33: Diagrama Carga x CMOD : RM-B9,5-b1

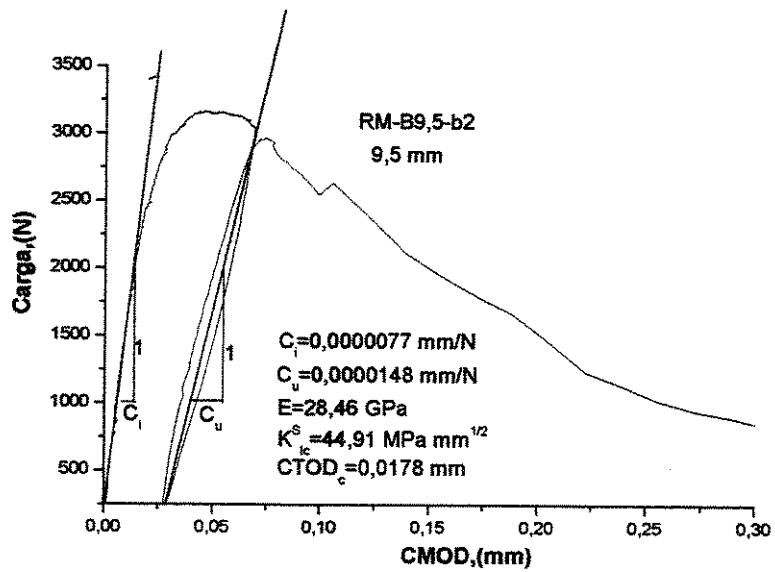


Figura34: Diagrama Carga x CMOD : RM-B9,5-b2

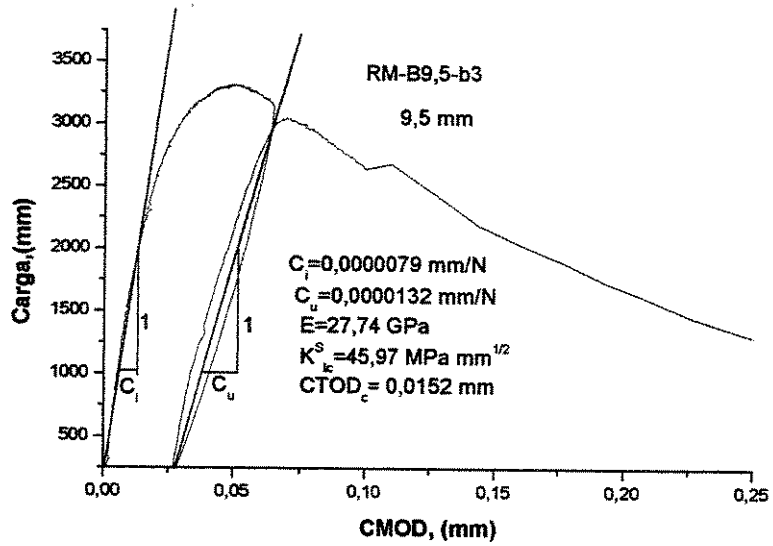


Figura35: Diagrama Carga x CMOD : RM-B9,5-b3

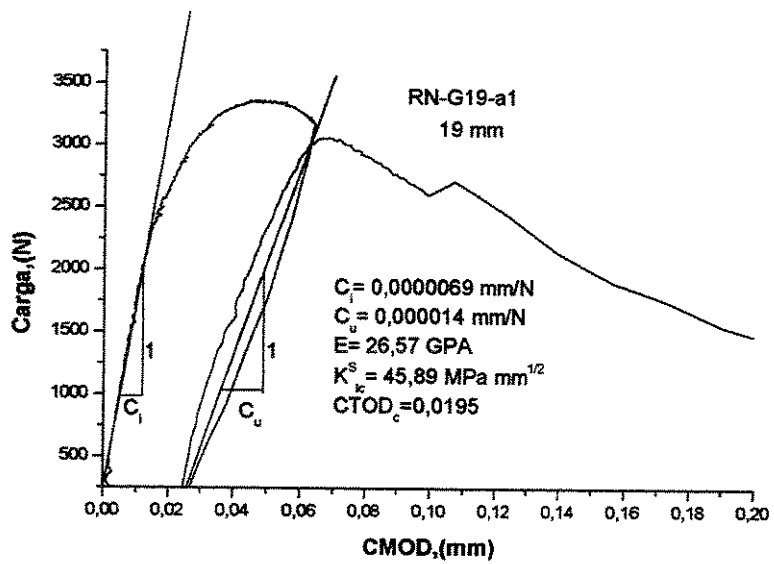


Figura36: Diagrama Carga x CMOD : RM-G19-a1

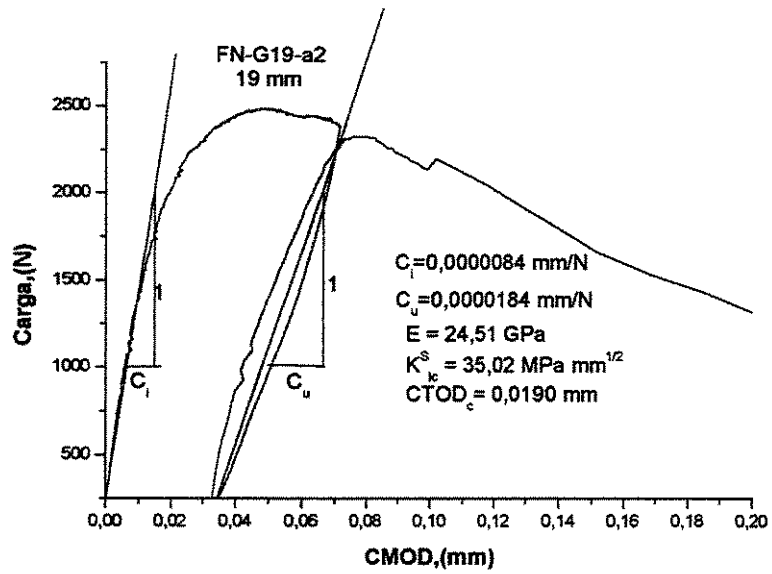


Figura37: Diagrama Carga x CMOD : RM-G19-a2

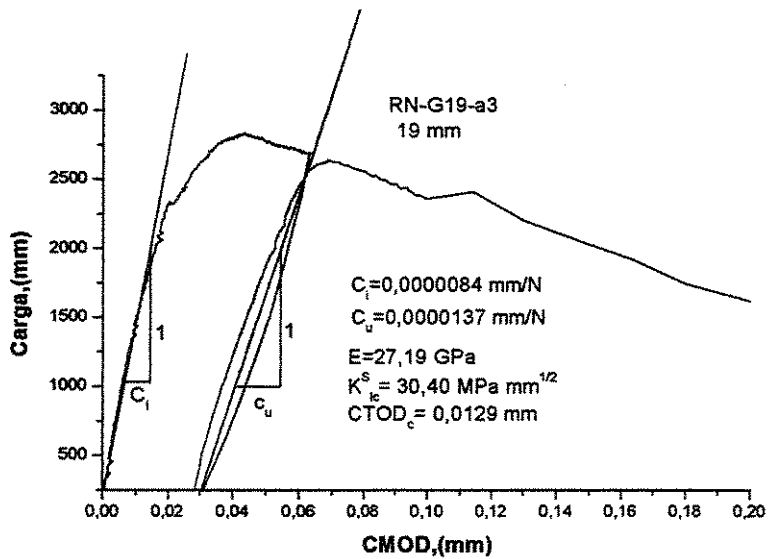


Figura38: Diagrama Carga x CMOD : RM-G19-a3

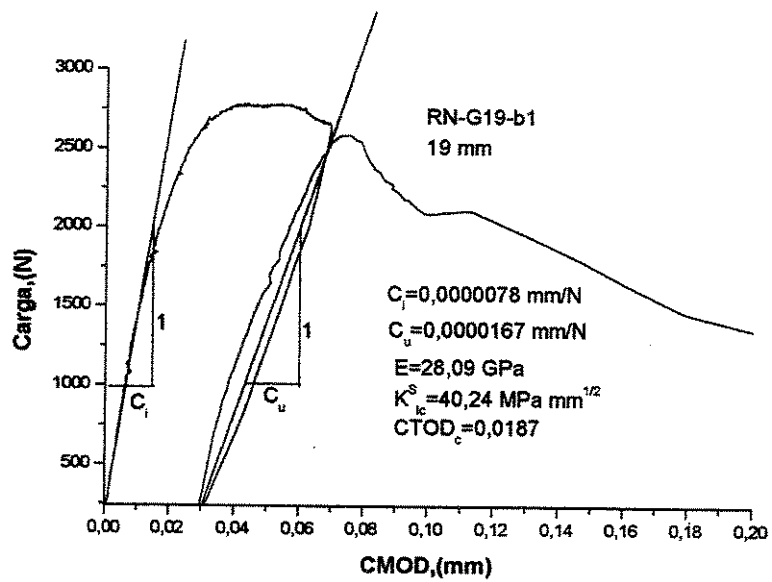


Figura39: Diagrama Carga x CMOD : RM-G19-b1

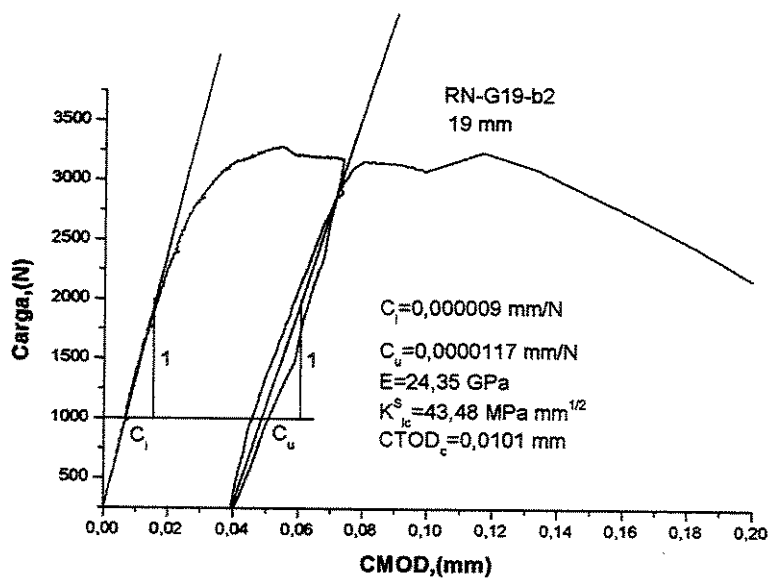


Figura40: Diagrama Carga x CMOD : RM-G19-b2

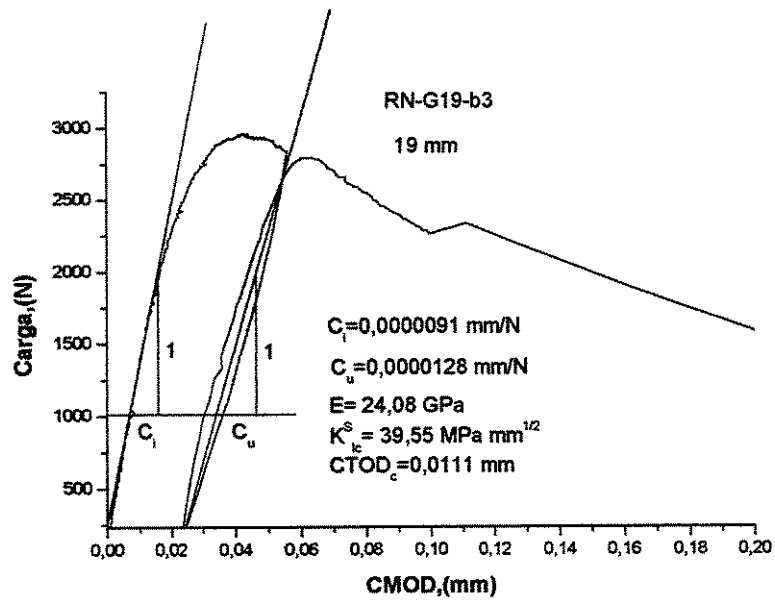


Figura41: Diagrama Carga x CMOD : RM-G19-b3

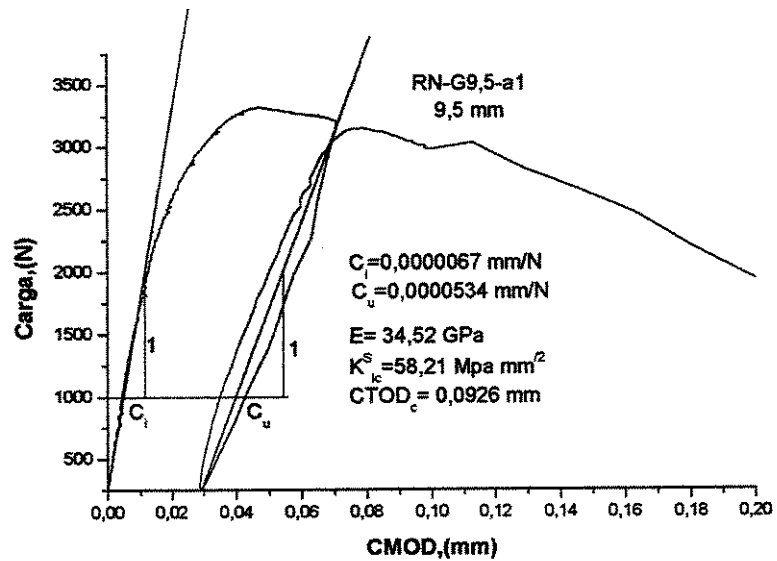


Figura42: Diagrama Carga x CMOD : RM-G9,5-a1

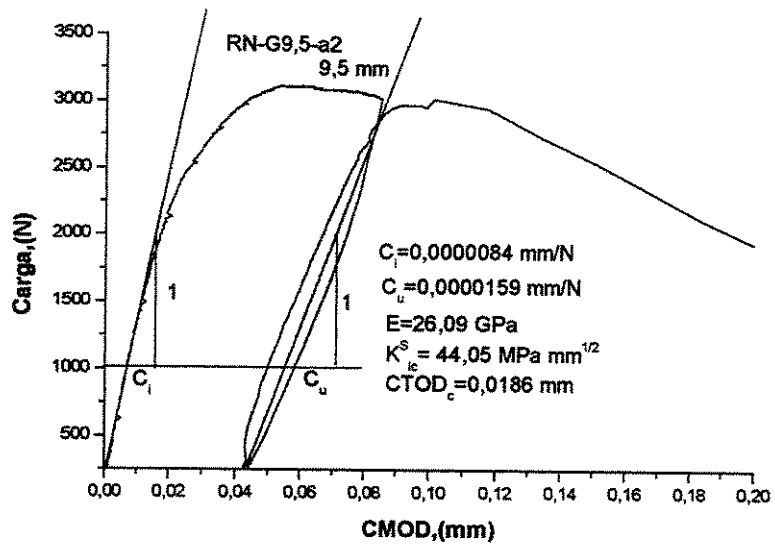


Figura43: Diagrama Carga x CMOD : RM-G9,5-a2

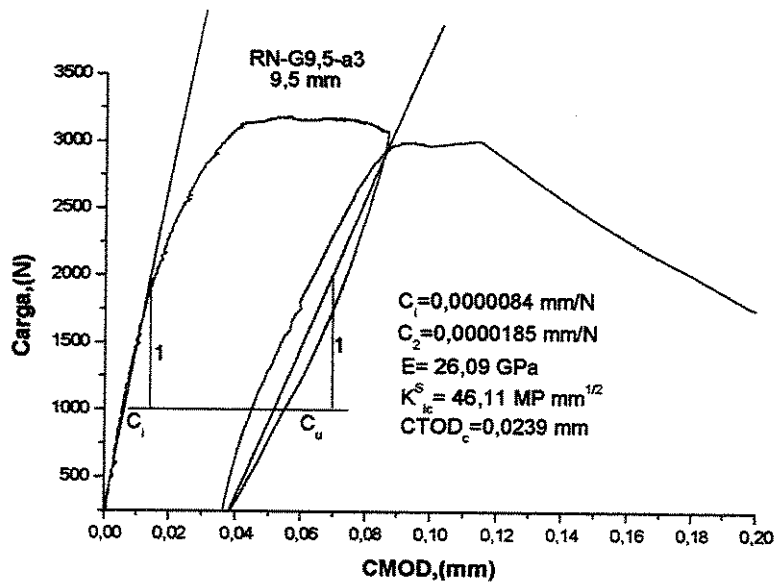


Figura44: Diagrama Carga x CMOD : RM-G9,5-a3

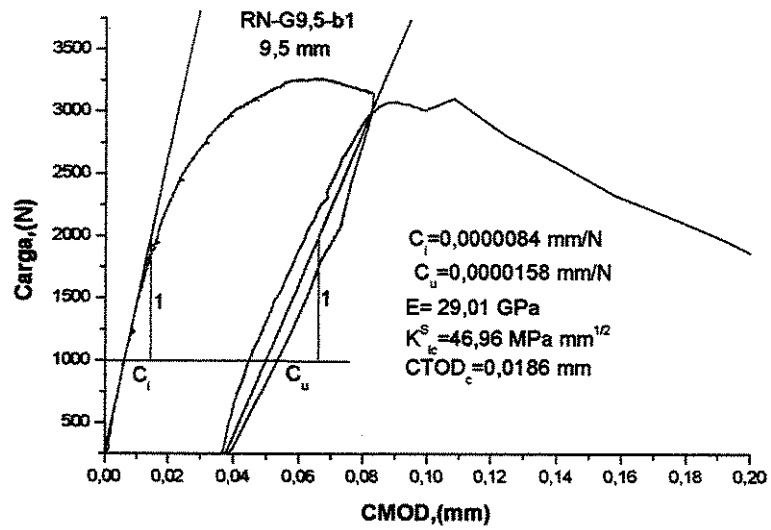


Figura45: Diagrama Carga x CMOD : RM-G9,5-b1

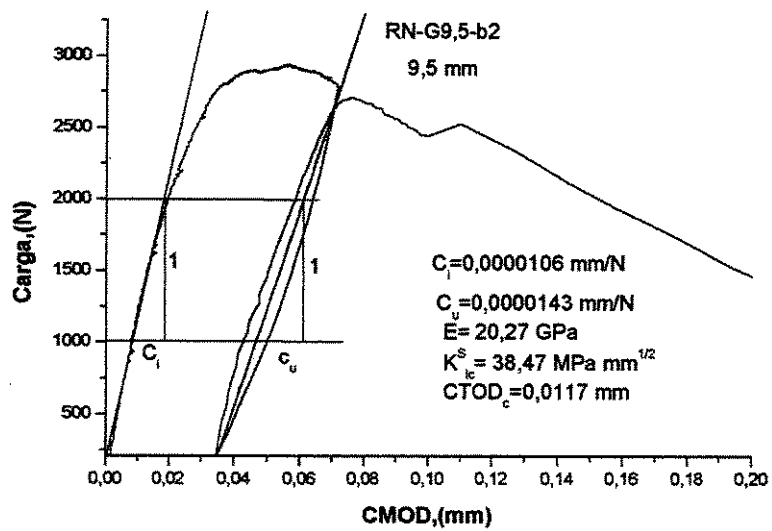


Figura46: Diagrama Carga x CMOD : RM-G9,5-b2

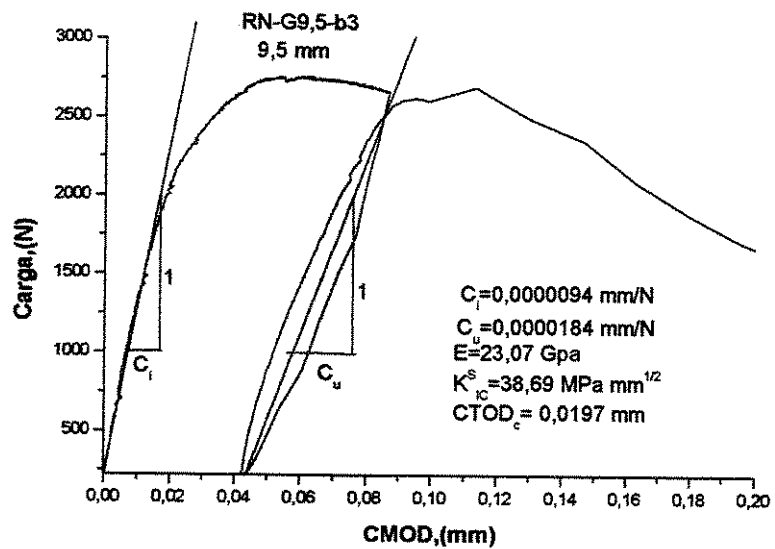


Figura47: Diagrama Carga x CMOD : RM-G9,5-b3

F: Curva Tensão x Deformação para determinação do Módulo de Elasticidade

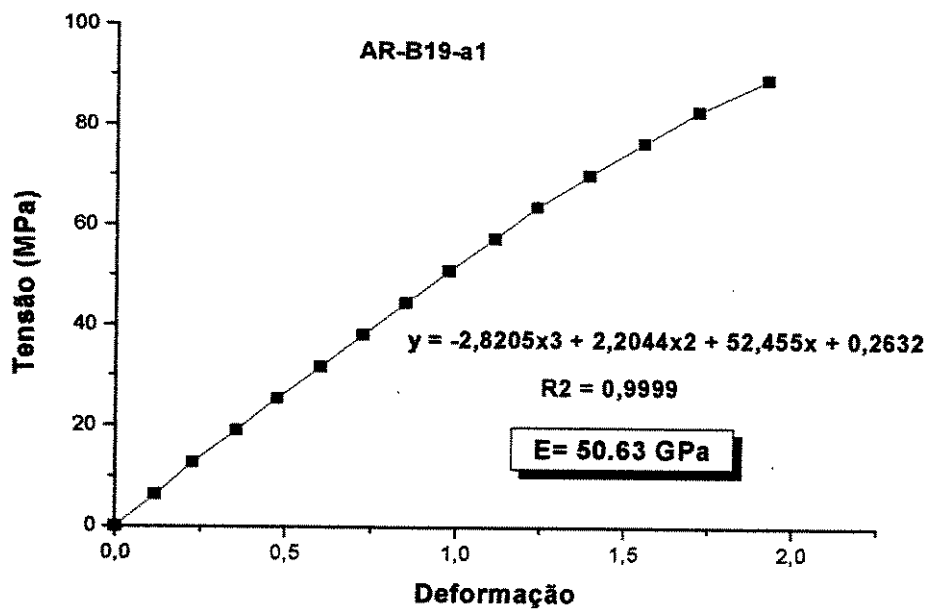


Figura 1: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B19-a1

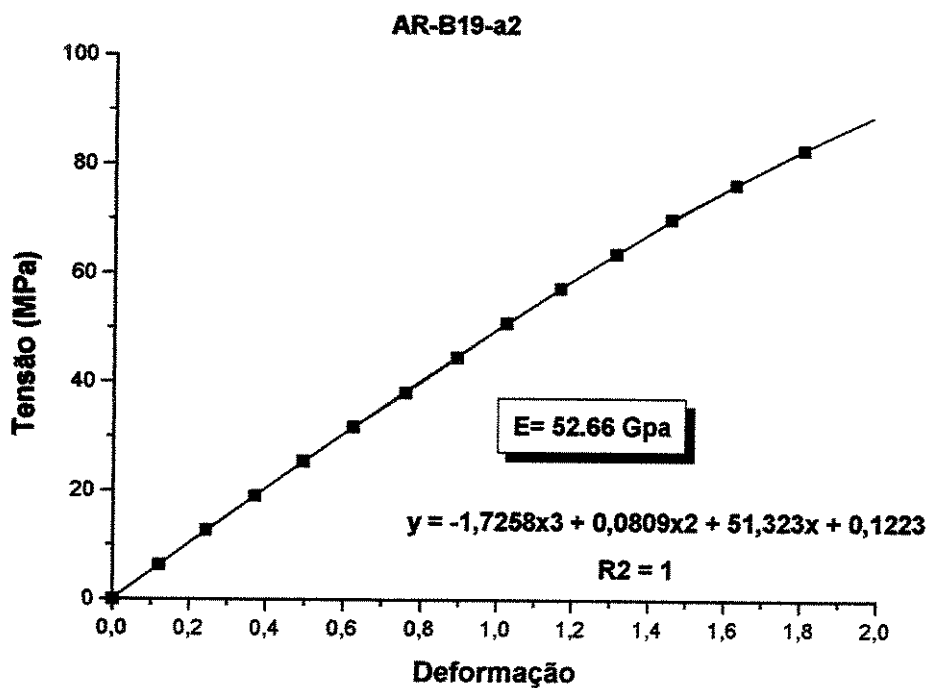


Figura 2: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B19-a2

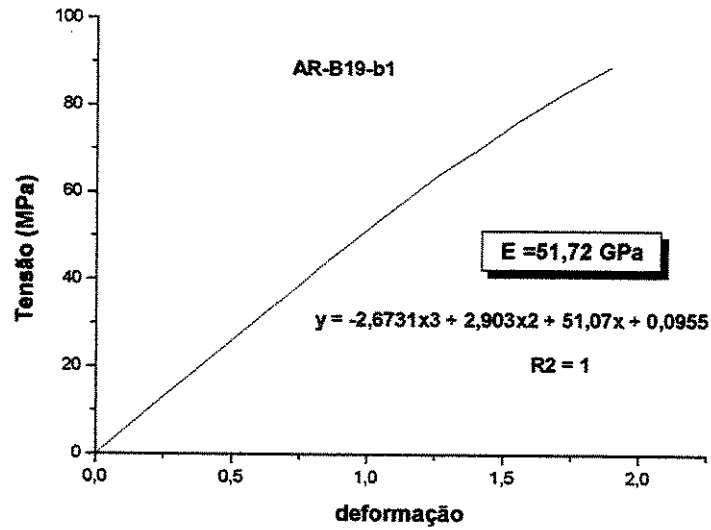


Figura 3: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B19-b1

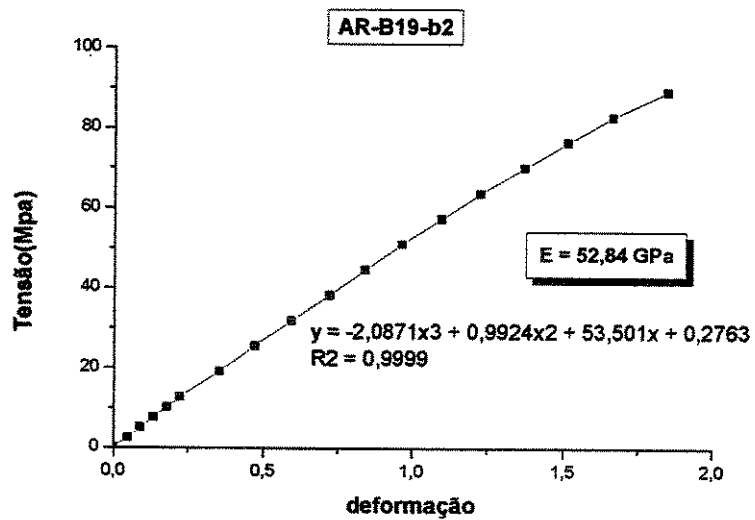


Figura 4: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B19-b2

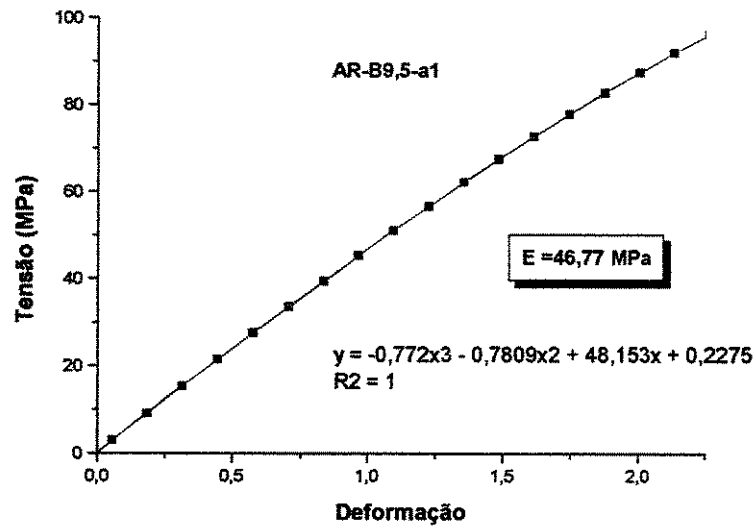


Figura 5: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B9.5-a1

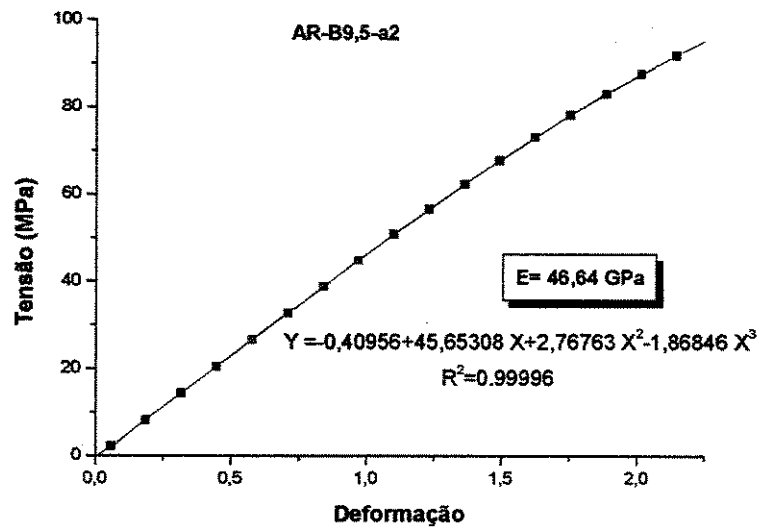


Figura 6: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B9,5-a2

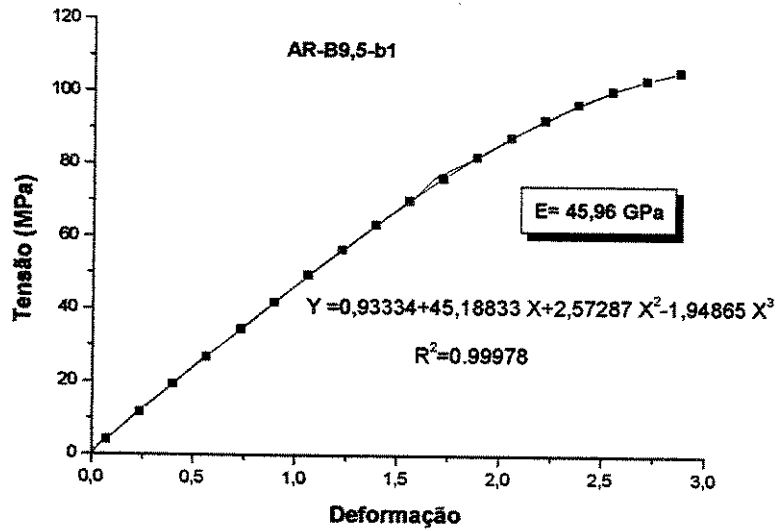


Figura 7: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B9,5-b1

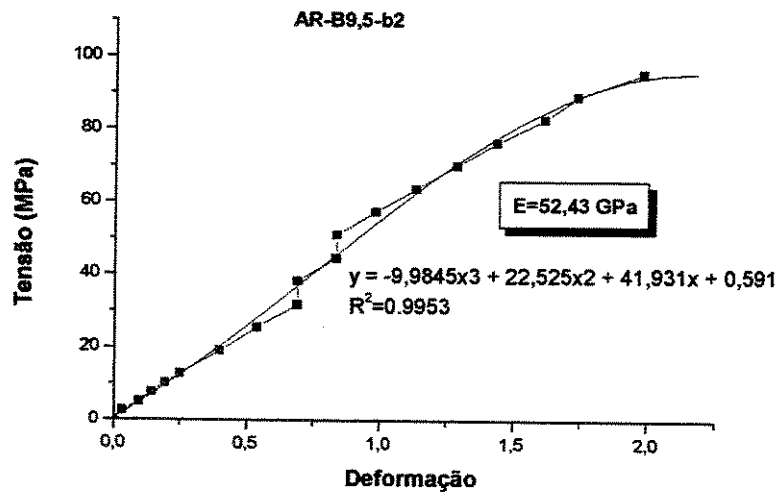


Figura 8: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-B9,5-b2

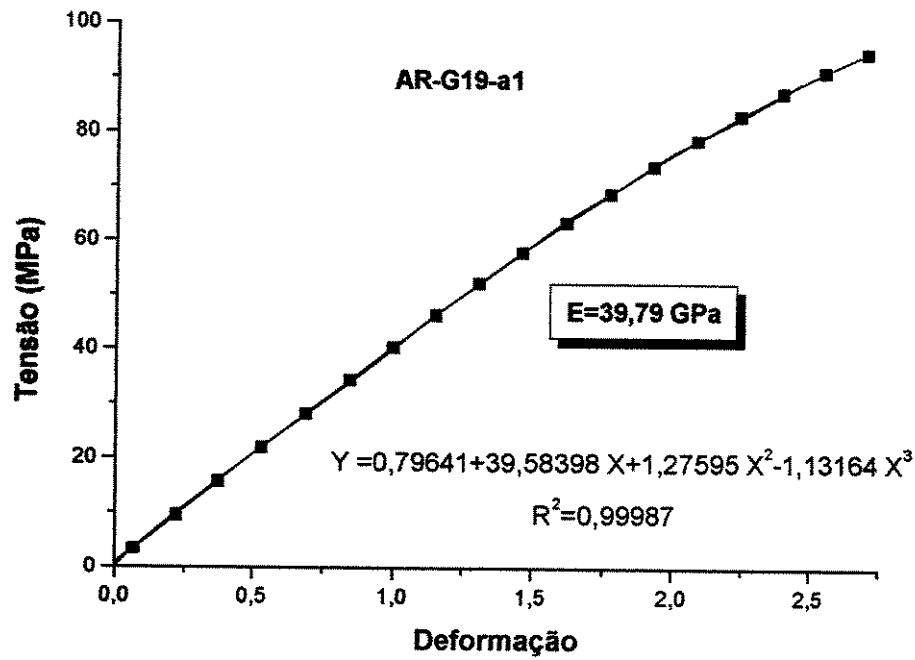


Figura 9: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-G19-a1

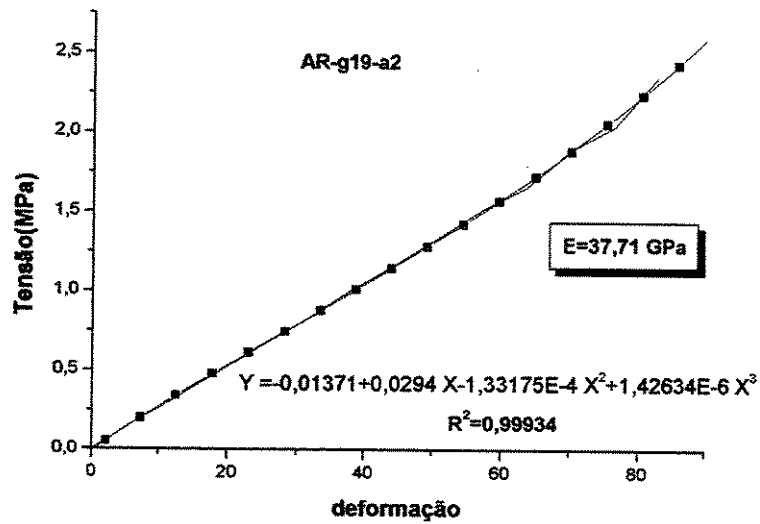


Figura10: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-G19-a2

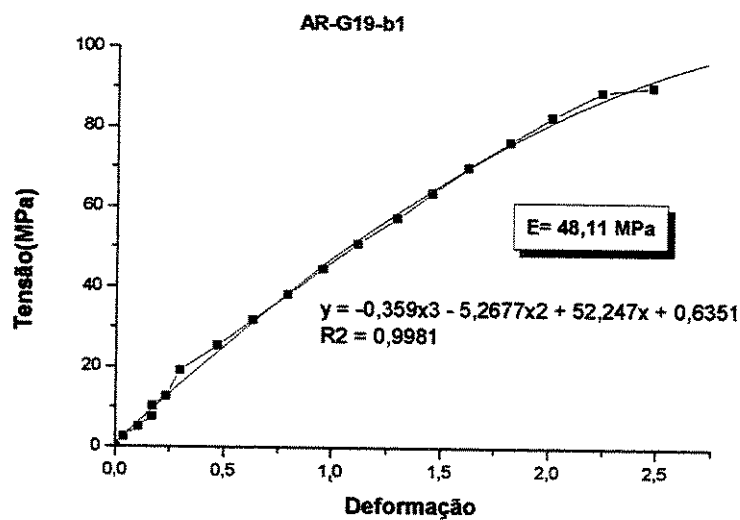


Figura11: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-G19-b1

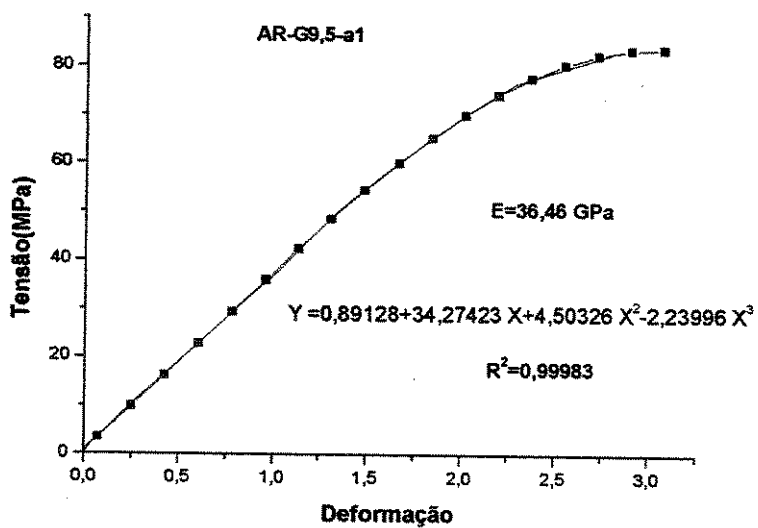


Figura12: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-G9,5-a1

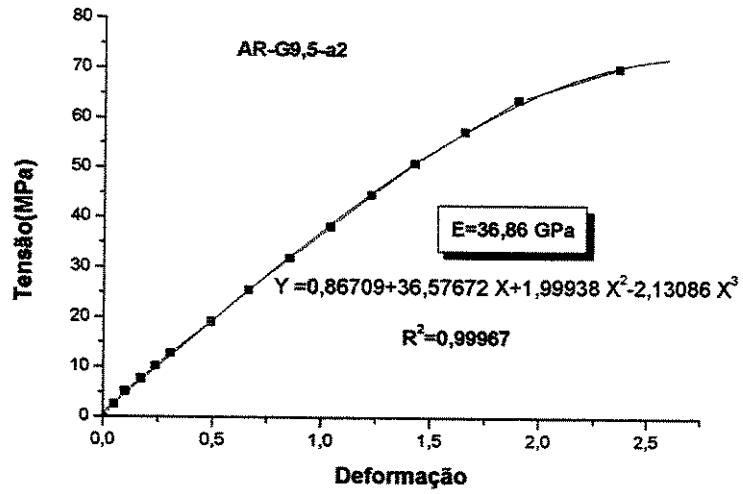


Figura13: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-G9,5-a2

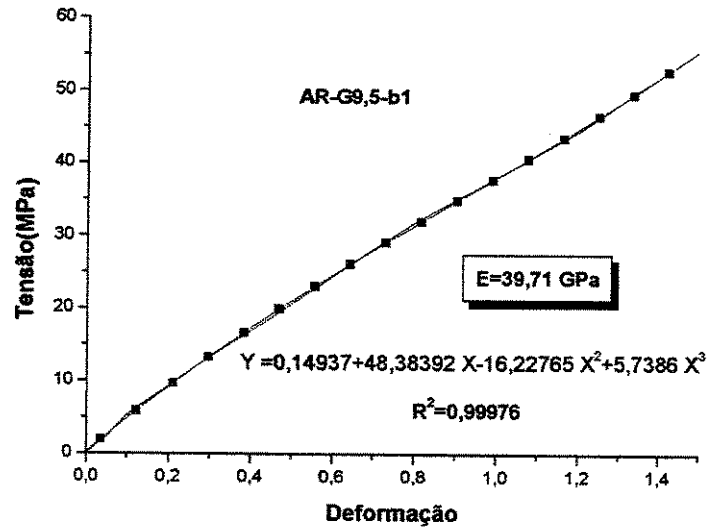


Figura14: Diagrama Tensão x deformação Concreto AR-G9,5-b1

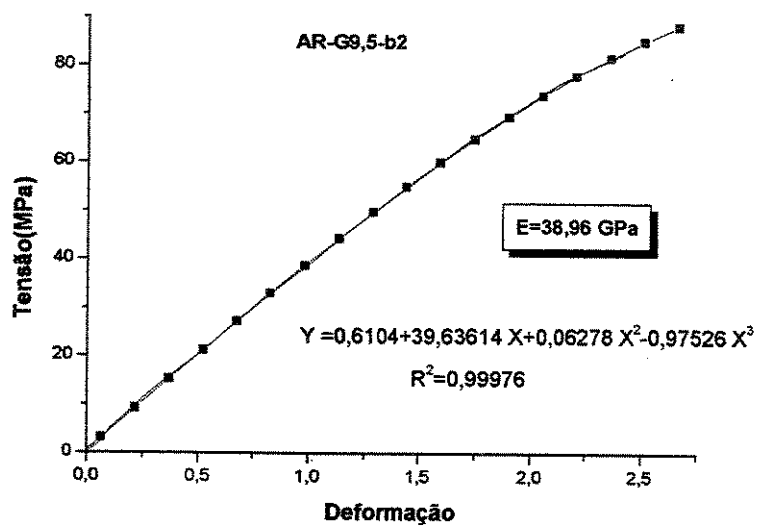


Figura15: Diagrama Tensão x deformação do Concreto AR-G9,5-b2

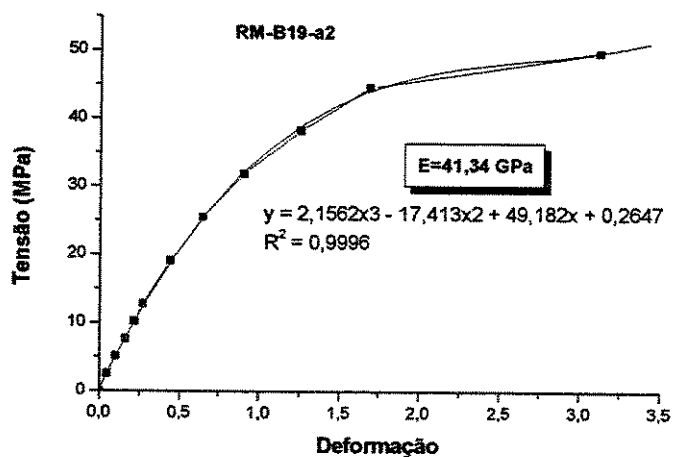


Figura16: Diagrama Tensão x deformação do concreto RM-B19-a2

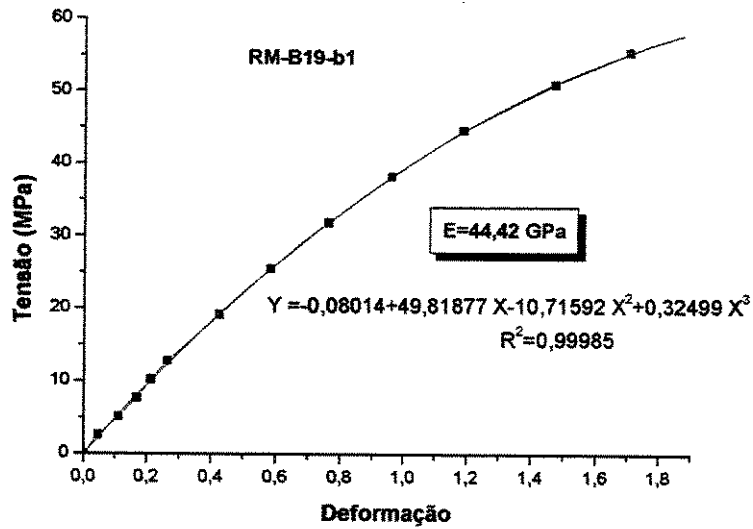


Figura17: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-B19-b1

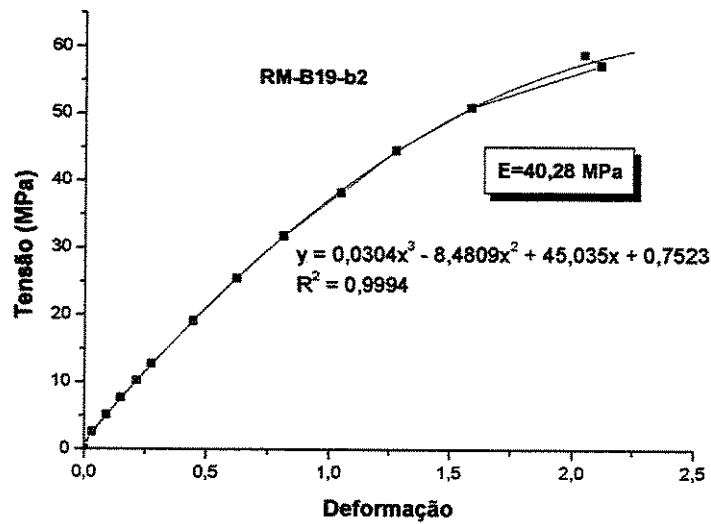


Figura18: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-B19-b2

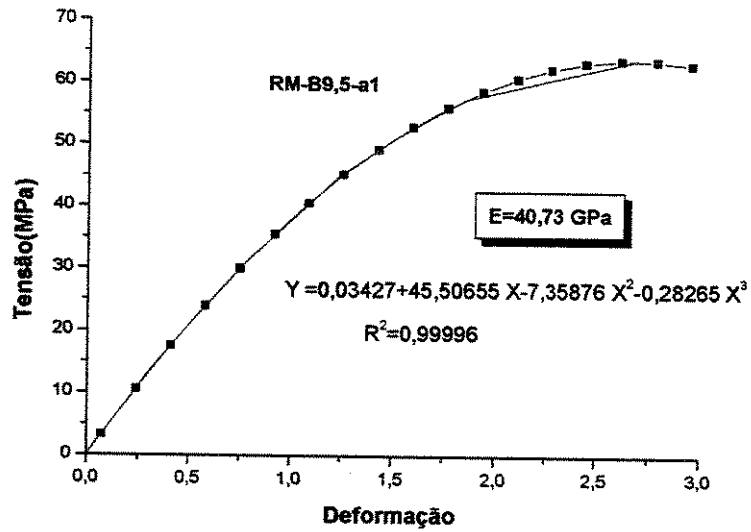


Figura19: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-B9,5-a1

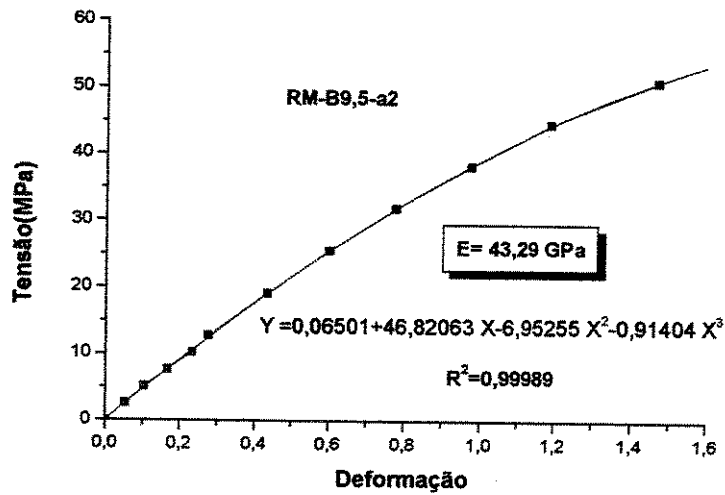


Figura19: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-B9,5-a2

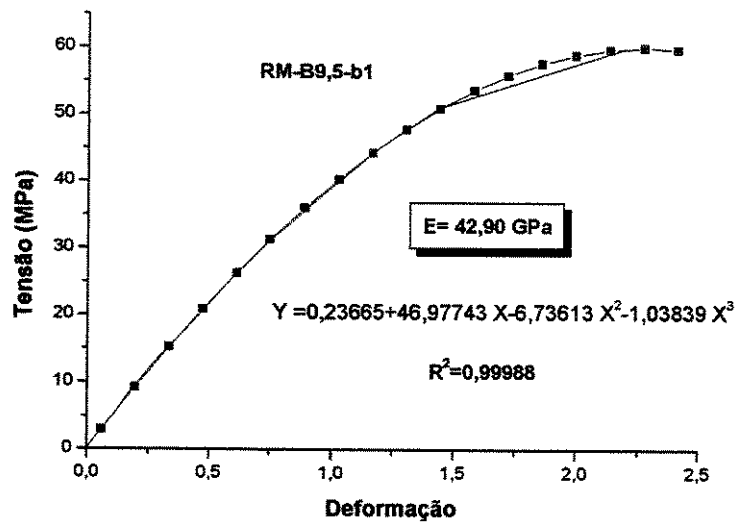


Figura20: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-B9,5-b1

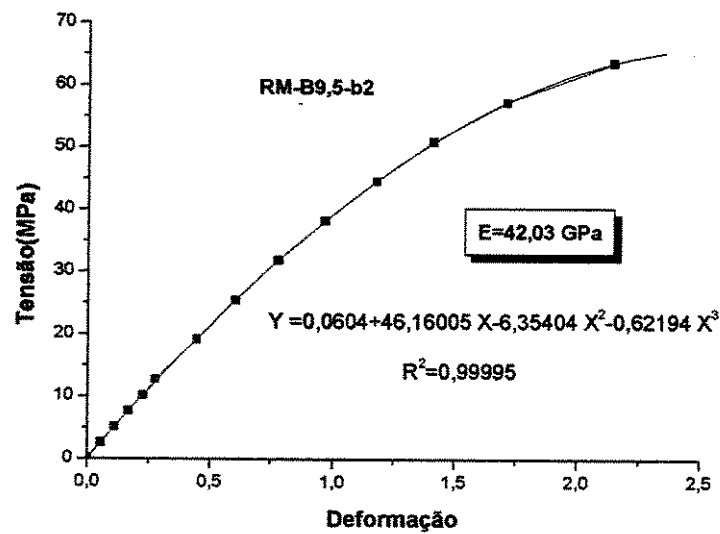


Figura21: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-B9,5-b2

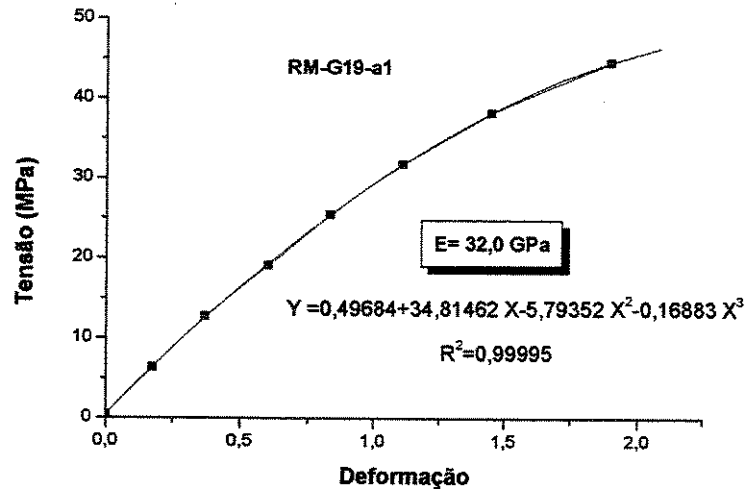


Figura22: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G19-a1

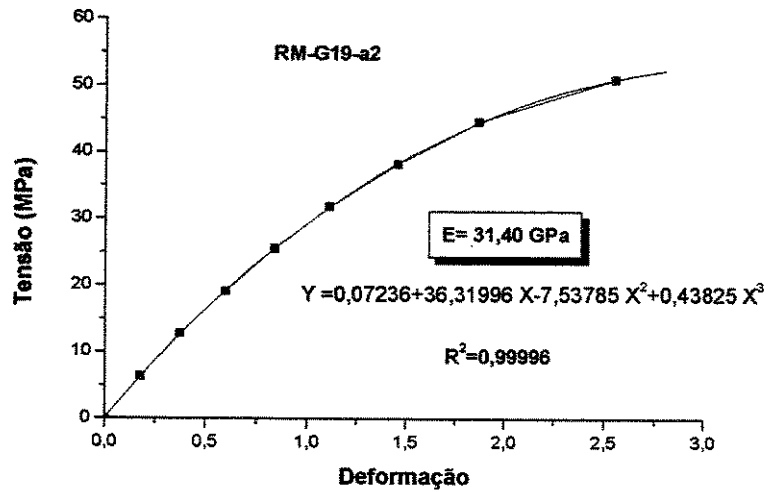


Figura23: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G19-a2

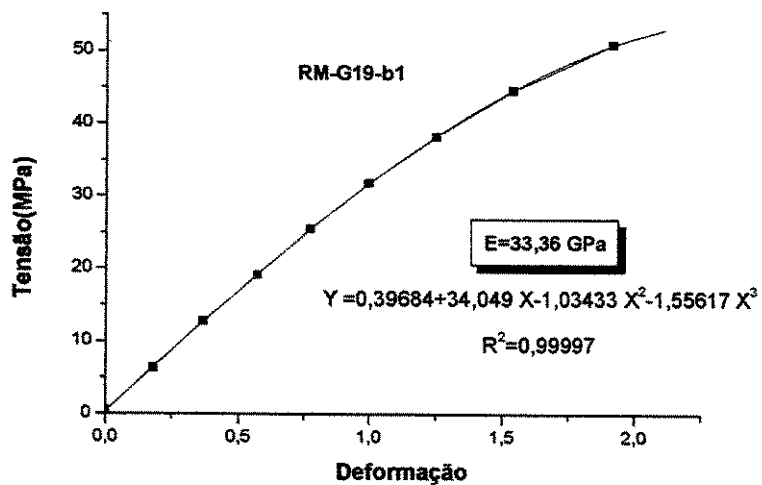


Figura23: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G19-b1

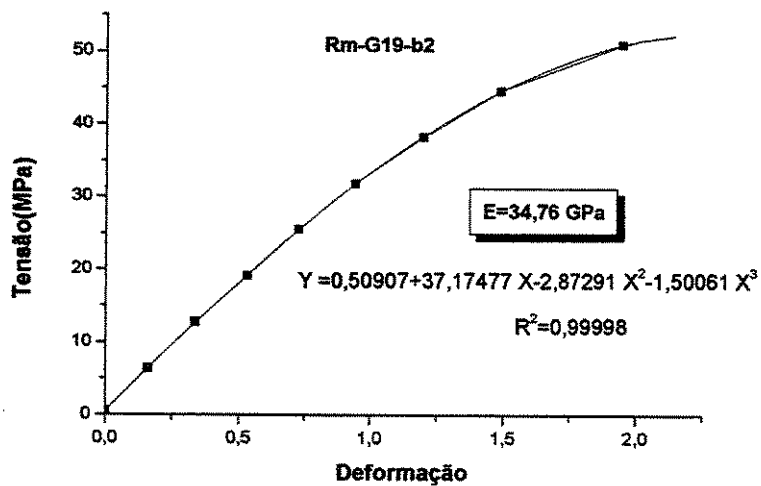


Figura24: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G19-b2

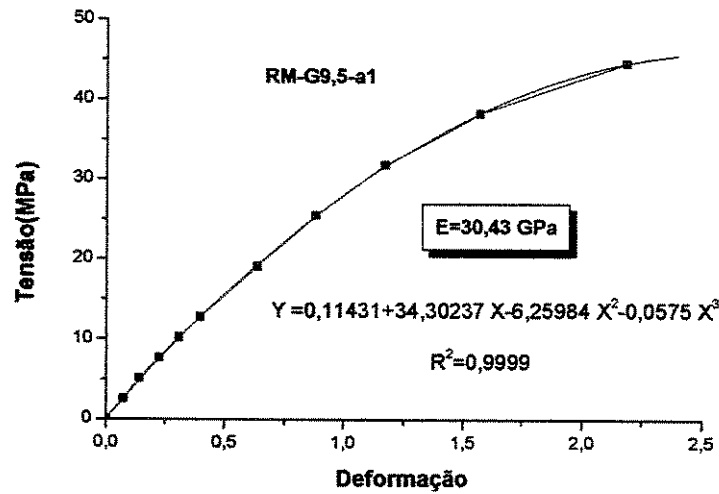


Figura25: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G9,5-a1

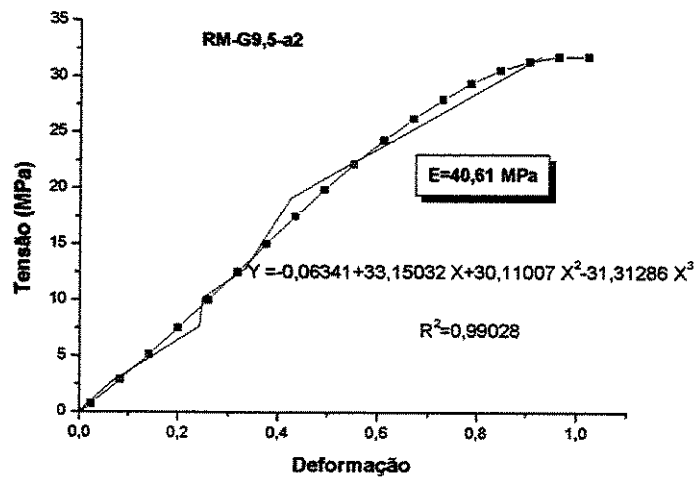


Figura26: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G9,5-a2

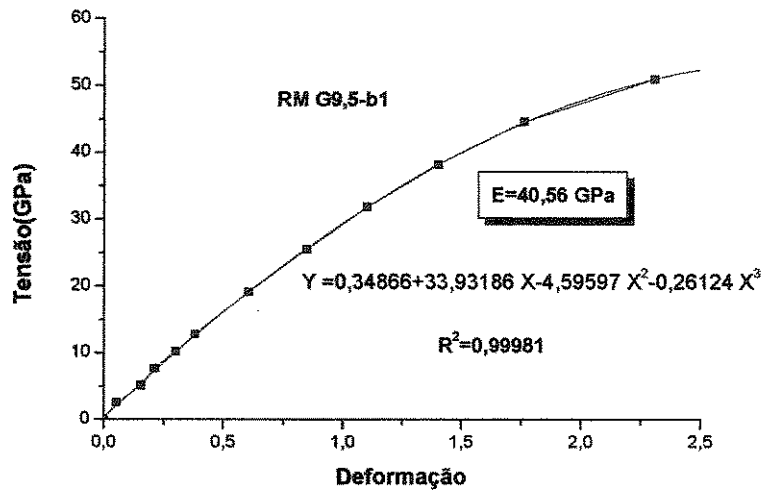


Figura27: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G9,5-b1

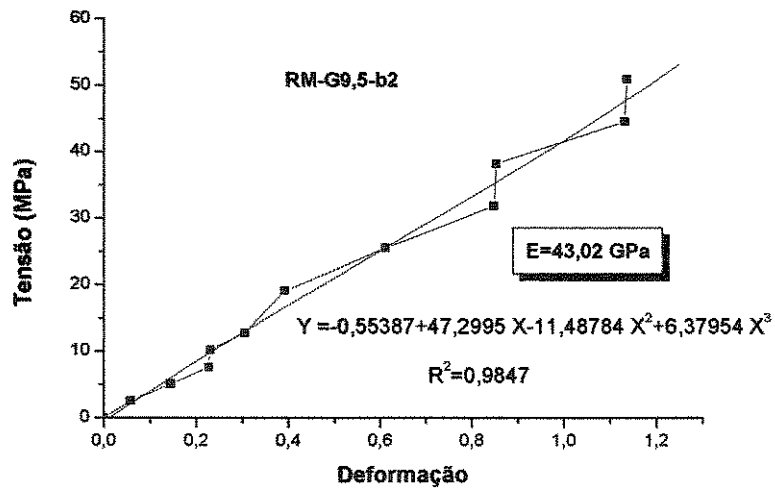
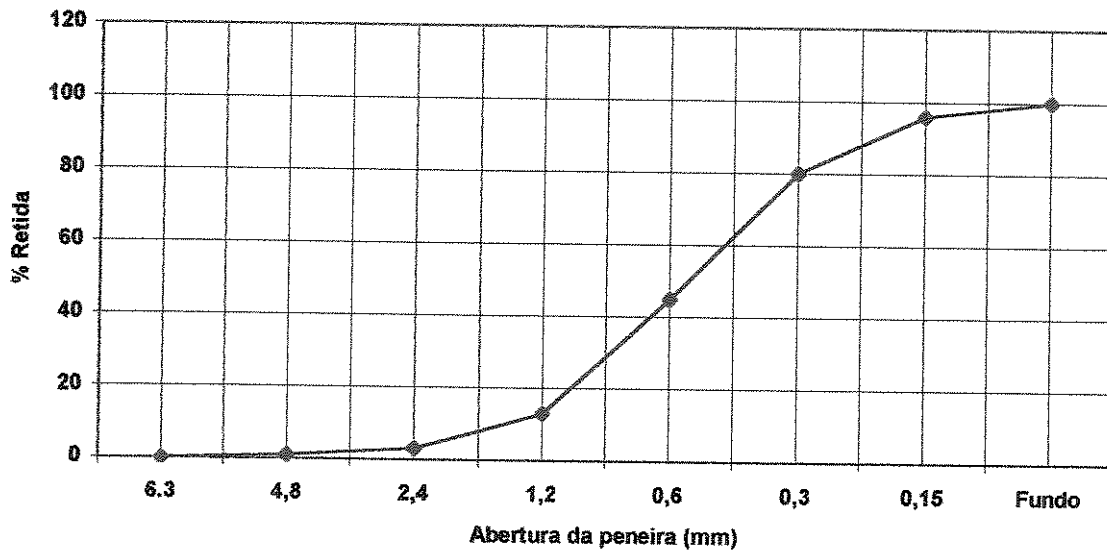


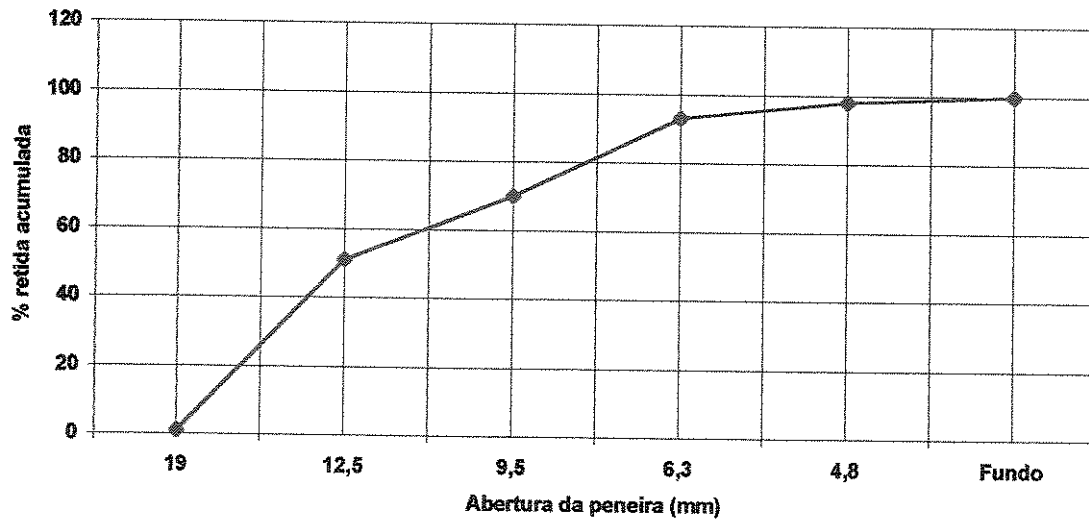
Figura28: Diagrama Tensão x deformação do Concreto RM-G9,5-b2

G: Curvas granulométricas dos agregados Utilizados

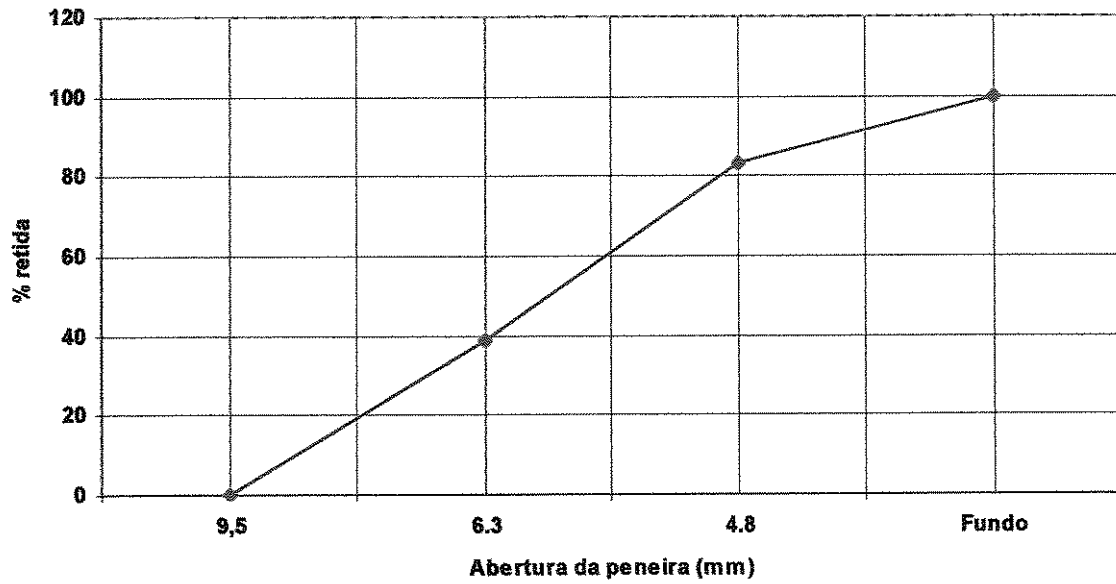
Curva Granulométrica da Areia



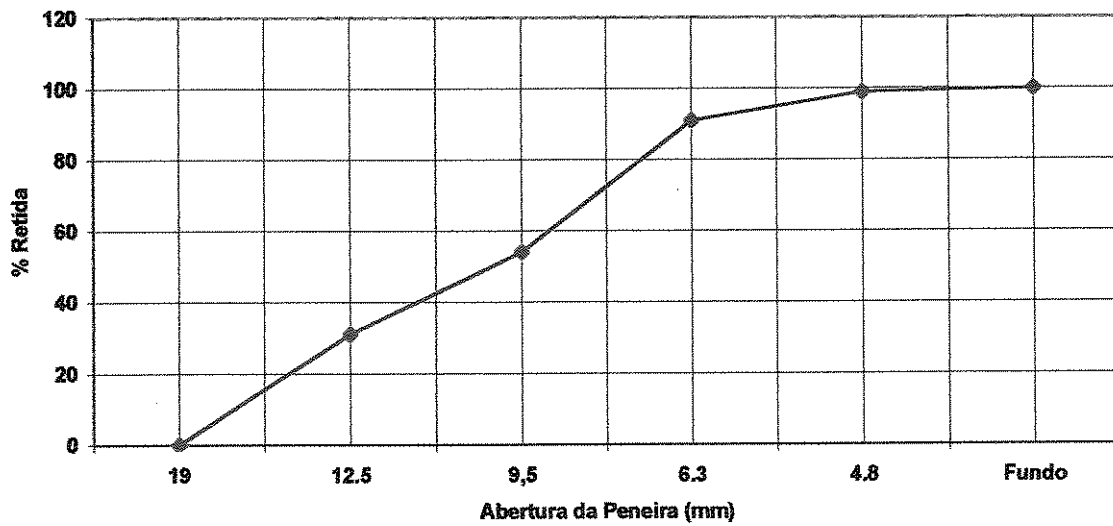
Curva Granulométrica do Basalto 19 mm



Curva Granulométrica (Basalto 9,5 mm)



Curva Granulométrica (Granito 19 mm)



UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

Curva Granulométrica (Granito 9,5 mm)

