

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
MECÂNICA DAS ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
PPG / GECON

**ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DO
CONCRETO COMPACTADO COM ROLO (CCR),
INCLUINDO O EFEITO ESCALA**

Pedro João Barbosa Junqueira

D0027G10
GOIÂNIA
2010

Pedro João Barbosa Junqueira

Envoltória de resistência do Concreto Compactado com Rolo (CCR), incluindo o efeito escala

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas

D0027G10
GOIÂNIA
2010

Pedro João Barbosa Junqueira

Envoltória de resistência do Concreto Compactado com Rolo (CCR), incluindo o efeito escala

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 31 / 08 / 2010.

Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas (Presidente)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Oswaldo Cascudo (Co-orientador)
Universidade Federal de Goiás

Prof. PhD. Túlio Nogueira Bittencourt (Membro Externo)
Universidade de São Paulo

AGRADECIMENTOS

Ao professor e orientador deste trabalho, Carlos Alberto Lauro Vargas, pela confiança, dedicação e valiosas contribuições. Por sua paciência, respeito e compreensão.

À Engenheira (M. Sc.) Elizabeth Leopoldina Batista e ao Geólogo João Luiz Armelin, pelo imenso apoio prestado na realização da parte experimental deste trabalho.

Aos técnicos dos laboratórios de Concreto Compactado com Rolo e de Mecânica das Rochas do DCT FURNAS, pela força, credibilidade e auxílio.

Aos técnicos do laboratório de Mecânica das Rochas: Reginaldo Moreira Araujo, Vander Oliveira Silva, Marco Aurélio Pureza e Renato Batista, pela diligência na realização dos ensaios, pelos ensinamentos práticos, pelas inteligentes sugestões e pelo bom humor.

Aos amigos e parentes que contribuíram com ricas reflexões.

À minha mãe, Maria Beatriz Barbosa Junqueira, pelo exemplo de caráter.

Ao meu pai, Luiz Alberto Junqueira, pelo exemplo de engenheiro dedicado.

À minha amada, Livia Rodrigues Teixeira, pelo carinho, companheirismo, pelo exemplo de estudante dedicada, disciplinada e inteligente e pela grande mulher que é.

A Deus, quem me sustenta a cada dia, quem me fez chegar até aqui e minha esperança de vida.

RESUMO

ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO COMPACTADO COM ROLO (CCR), INCLUINDO O EFEITO ESCALA

A tecnologia de construção de barragens com Concreto Compactado com Rolo tem passado por melhorias notáveis nas áreas de tecnologia do concreto e do procedimento executivo. Pode-se citar o enriquecimento do concreto compactado com rolo de face de barragens e toda a seqüência que leva à obtenção de tal enriquecimento, a um curto prazo executivo, pelo menor custo e com a garantia da segurança necessária, como uma dessas notáveis melhorias. O presente trabalho, no entanto, tenta contribuir com o tema das propriedades do concreto e retoma questões básicas da ciência dos materiais para ajustar um critério de ruptura aos resultados de ensaios sob carregamentos combinados realizados em corpos de prova de Concreto Compactado com Rolo (CCR) de dimensões variadas, feitos de dosagem semelhante à usada no trabalho de Junqueira et al. (2008). O objetivo é tentar prever a resistência real apresentada pelo CCR no interior do corpo de uma barragem. Para tanto, foram realizados ensaios de tração na compressão diametral, compressão simples, compressão triaxial e de cisalhamento direto em corpos-de-prova de CCR de dimensões variadas. Os resultados de tais ensaios foram apresentados por meio de tabelas e gráficos os quais mostraram uma queda de resistência com o aumento das dimensões dos corpos de prova ensaiados frente a tais carregamentos. Por fim, os dados de todos os ensaios realizados durante a presente pesquisa e durante a pesquisa de Junqueira et al. (2008) foram agrupados e estudados, a fim de se aumentar a precisão do ajuste da envoltória de resistência de Hoek e Brown.

Palavras-Chave: Concreto Compactado com Rolo (CCR), efeito escala, envoltória de resistência.

ABSTRACT

ROLLER COMPACTED CONCRETE (RCC) STRENGTH ENVELOPE INCLUDING THE SCALE EFFECT

The dam construction technology with roller compacted concrete has undergone noticeable improvements in the areas of concrete technology and enforcement procedure. One can cite the enrichment of roller compacted concrete dam face and the whole sequence leading to obtaining such enrichment, in a short-term enforcement, by the least cost and with the guarantee of the security needed, as one of those remarkable improvements. This work, however, tries to contribute with the theme of the properties of concrete and incorporates basic issues of materials science to set a failure criterion to the results of combined loadings tests performed in RCC specimens of varied sizes, made with the same dosage of Junqueira et al. (2008). The goal is to predict the real strength of the roller compacted concrete dam. Therefore, tests of diametral compression, uniaxial compression, triaxial compression and direct shear tests were performed in RCC specimens of different sizes. The results of such tests were presented using tables and graphs which showed a fall of resistance with increasing the size of the specimen tested face of such loadings. Finally, the data from all trials of this work and of Junqueira et al. (2008) were gathered and studied, so as to increase the precision of the strength envelope of Hoek and Brown set.

Keywords: Roller Compacted Concrete (CCR), scale effect, strength envelope.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 – Rolo compactador do laboratório de concreto de FURNAS em Aparecida de Goiânia – GO.....	2
Figura 2. 1 – Barragem Foz do Areia em enrocamento com face de concreto (CRUZ, 2004)...	8
Figura 2. 2 – Exemplo de barragem a gravidade (VIEIRA JÚNIOR et al. 2006).....	10
Figura 2. 3 – Exemplo de barragem Arco-gravidade (VIEIRA JÚNIOR et al. 2006).....	11
Figura 2. 4 – Exemplo de barragem a contraforte (VIEIRA JÚNIOR et al. 2006).....	11
Figura 2. 5 – Métodos Tradicional e Rampado de construção de camadas de CCR (MAGALHÃES; MACHADO, 2006).....	12
Figura 2. 6 – Faixa Granulométrica de Referência baseada na curva cúbica (MARQUES FILHO, 2005).....	17
Figura 2. 7 – Influência da variação da razão altura/diâmetro (H/D) na resistência relativa de corpos de prova cilíndricos de concreto (CONCRETE MANUAL, U. S. BUREAU OF RECLAMATION, pp. 574-575, 1975 apud MEHTA E MONTEIRO, pp. 67, 2008).....	25
Figura 2. 8 – Influência do diâmetro do corpo-de-prova sobre a resistência do concreto quando a razão altura/diâmetro (h/d) é igual a 2 (Concrete Manual, U.S. Bureau of Reclamation, pp. 574-575, 1975 apud Mehta e Monterio, pp. 66, 2008).....	27
Figura 2. 9 – Influencia do tamanho do corpo-de-prova na resistência à compressão simples da rocha intacta (HOEK; BROWN, 1980).....	29
Figura 2. 10 – Gráfico comparativo da resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos de CCR moldados de tamanhos variados (JUNQUEIRA et al. 2008).....	33
Figura 2. 11 – Gráfico comparativo dos valores de módulo de elasticidade de corpos de prova cilíndricos de CCR moldados de dimensões variadas.....	35
Figura 2. 12 – Representação do comportamento tensão vs. deformação do concreto convencional sob compressão uniaxial (GLUCKLICH, 1968 apud MEHTA e MONTERIO, 2008).....	38
Figura 2. 13 – Curva tensão vs. deformação do CCR estudado por Lima (2006).....	39

Figura 2. 14 – Deformações sob tensão desviadora crescente, com tensão média constante (curvas hipotéticas). a) deformações axial e radial para tensão desviadora crescente; b) deformação volumétrica vs. deformação axial (GOODMAN, 1989).....	45
Figura 2. 15 – Resultado típico de ensaio triaxial em CCR: a) curvas tensão vs. deformação axial e radial; b) curva de variação do volume do corpo-de-prova (JUNQUEIRA et al. 2008).....	46
Figura 2. 16 – Curvas tensão desviadora vs. Deformação específica para tensão confinante crescente (LIMA, 2006, p. 70).....	47
Figura 2. 17 – Atrito entre dois corpos.....	48
Figura 2. 18 – Resistência ao deslizamento.....	48
Figura 2. 19 – Gráfico genérico da curva tensão cisalhante VS. deformação cisalhante (LIMA, 2006).....	49
Figura 2. 20 – Critério de ruptura de Mohr – Coulomb.....	51
Figura 2. 21 – Variação das envoltórias de resistência com o nível de tensão normal (LIMA, 2006).....	52
Figura 2. 22 – Critério de ruptura de Griffith no espaço das tensões principais (AZEVEDO; MARQUES, 2002).....	53
Figura 2. 23 – Envolvória de ruptura obtida por meio da equação de resistência de Hoek e Brown (Equação 2. 23) (HOEK; BROWN, 1980).....	56
Figura 2. 24 – Redução da resistência do CCR devido ao aumento do tamanho do espécime verificada por meio do deslocamento das envoltórias de resistência para baixo dos pontos de valores dos ensaios triaxiais realizados em laboratório (JUNQUEIRA et al. 2008).....	58
Figura 2. 25 – Representação das tensões existentes em um corpo-de-prova submetido à compressão uniaxial (simples) (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p.70).....	60
Figura 2. 26 – Tipos de ruptura comumente observados em ensaios de compressão (simples e triaxial) (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p.70).....	61
Figura 3. 1 – Agregados estocados em tambores devidamente identificados.....	63
Figura 3. 2 – CCR adensado após a realização do ensaio Vebe.....	69

Figura 3. 3 – Preenchimento do cilindro de acrílico, mais CCR adensado, com água.....	70
Figura 3. 4 – Lançamento do CCR em moldes de diferentes tamanhos.....	71
Figura 3. 5 – Acabamento do topo do corpo-de-prova com régua metálica de 30 cm de comprimento.....	72
Figura 3. 6 – Corpos de prova na câmara úmida.....	73
Figura 3. 7 – Retirada do excesso de gesso pedra durante o procedimento de capeamento do corpo-de-prova de 300 mm de diâmetro.....	74
Figura 3. 8 – Preparação do corpo-de-prova de CCR de 300 mm de diâmetro para ser ensaiado à tração por compressão diametral.....	75
Figura 3. 9 – Corpos de prova preparados para serem ensaiados à compressão triaxial.....	77
Figura 3. 10 – Execução do ensaio de ultra-som em corpo-de-prova de CCR de 100 mm de diâmetro.....	79
Figura 3. 11 – Ensaio de Compressão Simples em um corpo-de-prova de CCR de 300 mm de diâmetro.....	81
Figura 3. 12 – Corpo-de-prova de CCR de 200 mm de diâmetro instrumentado.....	82
Figura 3. 13 – Arranjo para ensaio de compressão triaxial.....	86
Figura 3. 14 – Montagem da prensa para ensaio de Cisalhamento Direto.....	88
Figura 3. 15 – Agregados graúdos no carrinho-de-mão e argamassa no chão ao lado da marreta.....	89
Figura 3. 16 – Quantidade de agregados graúdos extraídos de um dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro.....	90
Figura 4. 1 – Composição granulométrica a laser do cimento e do agregado pulverizado.....	93
Figura 4. 2 – Granulometria da areia artificial após homogeneização.....	95
Figura 4. 3 – Granulometria da brita 25 mm.....	96
Figura 4. 4 – Granulometria da brita 50 mm.....	96

Figura 4. 5 – Composição granulométrica do CCR pela curva de referência de Bollomey/Fuller.....	97
Figura 4. 6 – Velocidade de propagação da onda ultrassônica com o aumento da altura do corpo-de-prova.....	101
Figura 4. 7 – Frquência de propagação da onda ultrassônica com o aumento da altura do corpo-de-prova.....	101
Figura 4. 8 – Corpos de prova de diferentes dimensões após a ruptura por compressão uniaxial (simples).....	102
Figura 4. 9 – Resistência à compressão simples de corpos de prova de CCR de diferentes dimensões.....	103
Figura 4. 10 – Resistência à compressão simples normalizada de corpos de prova de CCR de diferentes dimensões.....	103
Figura 4. 11 – corpo de prova de 200 mm de diâmetro após ruptura por compressão uniaxial (simples).....	105
Figura 4. 12 – Comportamento tensão vs. deformação de corpos de prova de CCR de diferentes dimensões sob compressão uniaxial.....	106
Figura 4. 13 – Resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova de CCR de diferentes dimensões.....	108
Figura 4. 14 – Resistência à tração por compressão diametral normalizada de corpos de prova de CCR de diferentes dimensões.....	108
Figura 4. 15 – corpo de prova de 300 mm de diâmetro após ruptura por compressão diametral.....	110
Figura 4. 16 – aspecto do interior do corpo de prova de 300 mm de diâmetro após ruptura por compressão diametral.....	110
Figura 4. 17 – curvas tensão vs. deformação típicas obtidas dos ensaios triaxiais ($\sigma_3 = 1,0$ MPa) em corpos de prova de CCR de 100 mm de diâmetro: a) deformação axial, radial e volumétrica para tensão desviadora crescente; b) deformação axial para tensão desviadora crescente; c) deformação axial vs. Deformação volumétrica.....	113

Figura 4. 18 – curvas tensão vs. deformação típicas obtidas dos ensaios triaxiais ($\sigma_3 = 1,0$ MPa) em corpos de prova de CCR de 150 mm de diâmetro: deformação axial, radial e volumétrica para tensão desviadora crescente; deformação axial para tensão desviadora crescente; deformação axial vs. Deformação volumétrica.....	115
Figura 4. 19 – comportamento tensão vs. deformação do CCR para tensões confinantes crescentes.....	118
Figura 4. 20 – círculos de Mohr e trajetória de tensões resultantes de ensaio triaxial em corpo-de-prova de 100 mm de diâmetro ($\sigma_3 = 1,0$ MPa).....	118
Figura 4. 21 – círculos de Mohr (a) e trajetória de tensões (b) resultantes de ensaio triaxial em corpo-de-prova de 150 mm de diâmetro ($\sigma_3 = 1,0$ MPa).....	119
Figura 4. 22 – Envoltória média mais provável de ruptura dos corpos de prova de 100 mm de diâmetro.....	120
Figura 4. 23 – Envoltória média mais provável de ruptura dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro.....	121
Figura 4. 24 – Envoltória média mais provável de ruptura a partir das trajetórias de tensões dos corpos de prova de 100 mm de diâmetro.....	122
Figura 4. 25 – Envoltória média mais provável de ruptura a partir das trajetórias de tensões dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro.....	123
Figura 4. 26 – Envoltórias de resistência linear dos corpos de prova de 100 mm e 150 mm de diâmetro.....	124
Figura 4. 27 – Comportamento tensão vs. deformação de corpos de prova cilíndricos de CCR de 300 mm x 300 mm ao cisalhamento direto.....	125
Figura 4. 28 – deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal durante o cisalhamento dos corpos de prova de 300 mm de diâmetro.....	126
Figura 4. 29 – Envoltórias de ruptura e residual ao cisalhamento direto dos corpos de prova de CCR de 300 mm de diâmetro.....	127
Figura 4. 30 – plano de ruptura imposto pelo ensaio de cisalhamento direto após ruptura de um corpo-de-prova de CCR de 300 mm de diâmetro por 300 mm de altura sob tensão normal de 1,5 MPa.....	128

Figura 5.1 – Fluxograma dos assuntos tratados no Capítulo 5.....	129
Figura 5.2 – Resistência à compressão uniaxial normalizada de corpos de prova de CCR de diferentes tamanhos após inclusão dos resultados de Junqueira et. al (2008).....	131
Figura 5. 3 – Resistência à compressão uniaxial (simples) de corpos de prova extraídos de CCR de diferentes tamanhos (JUNQUEIRA et al. 2008).....	133
Figura 5. 4 – Estado dos testemunhos de CCR de diferentes dimensões após extração (JUNQUEIRA et al., 2008): a) testemunhos de 100 mm de diâmetro; b) testemunhos de 150 mm de diâmetro; c) testemunhos de 200 mm de diâmetro.....	134
Figura 5. 5 – Razão σ_t diametral / σ_c com o aumento das dimensões dos corpos de prova...	136
Figura 5. 6 – Resultados dos ensaios sob carregamentos combinados em corpos de prova de 150 mm de diâmetro extraídos (JUNQUEIRA et al. 2008).....	138
Figura 5. 7 – Análise por regressão linear dos resultados dos ensaios sob carregamentos combinados feitos em corpos de prova de CCR de 150 mm de diâmetro extraídos.....	138
Figura 5. 8 – Envolvória de resistência linear dos corpos de prova de CCR extraídos de 150 mm de diâmetro.....	139
Figura 5. 9 – Análise por regressão linear dos resultados dos ensaios sob carregamentos combinados feitos em corpos de prova de CCR, moldados, de: a) 100 mm de diâmetro; b) 150 mm de diâmetro.....	141
Figura 5. 10 – Análise por regressão linear dos corpos de prova de CCR moldados de 300 mm de diâmetro.....	143
Figura 5. 11 – Comparação das envoltórias de resistência lineares dos corpos de prova de CCR moldados de diferentes dimensões.....	144
Figura 5. 12 – Envolvórias de resistência lineares de corpos de prova de CCR de 150 mm de diâmetro moldados e extraídos.....	145
Figura 5. 13 – Linearização dos valores de resistência dos corpos de prova de CCR de 150 mm de diâmetro extraídos.....	146
Figura 5. 14 – Envolvória de ruptura de Hoek Brown ajustada aos resultados dos ensaios de laboratório feitos em corpos de prova de 150 mm de diâmetro extraídos.....	147

Figura 5. 15 – Linearização dos resultados dos ensaios sob carregamentos combinados em corpos de prova de: a) 100 mm de diâmetro; b) 150 mm de diâmetro.....	148
Figura 5. 16 – Envoltórias de resistência dos corpos de prova de: a) 100 mm de diâmetro; b) 150 mm de diâmetro.....	149
Figura 5. 17 – Linearização dos resultados dos ensaios sob carregamentos combinados em corpos de prova de 300 mm de diâmetro moldados.....	149
Figura 5. 18 – Envoltória de resistência de corpos de prova de CCR de grandes dimensões obtida a partir do critério de ruptura de Hoek e Brown (1998) (300 mm x 600 mm).....	150
Figura 5. 19 – Comparação das envoltóras de resistência obtidas a partir de ensaios sob carregamentos combinados em corpos de prova moldados de diferentes dimensões.....	151
Figura 5. 20 – Envoltórias de ruptura ao cisalhamento direto: a) corpos de prova extraídos com diâmetros diferentes; b) corpos de prova moldados de grandes dimensões (d = 300 mm).....	153
Figura 5. 21 – Comparação das envoltórias lineares de resistência obtidas a partir de ensaios de cisalhamento direto e triaxial em corpos de prova extraídos.....	155
Figura 5. 22 – Comparação das envoltórias lineares de resistência obtidas a partir de ensaios de cisalhamento direto e triaxial em corpos de prova moldados.....	155

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 – Dados comparativos dos métodos de construção de barragens de CCR (ANDRADE, 1998).....	14
Tabela 2. 2 – Classificação das condições internas do concreto de acordo com a velocidade do pulso.....	23
Tabela 2. 3 – resultados de ensaios ultra-sônicos realizados em concreto (FALCÃO BAUER, 2003).....	24
Tabela 2. 4 – fatores de majoração ou de redução da resistência do concreto para barragens (CARLSON apud FURNAS, 1997).....	30
Tabela 2. 5 – efeito do tamanho do corpo-de-prova na resistência à compressão uniaxial (simples) do concreto massa (RAPHAEL apud EQUIPE DE FURNAS, 1997).....	31
Tabela 3.1 – Quantidade de corpos de prova por ensaio.....	62
Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização dos agregados.....	65
Tabela 3.3 – Ensaio de caracterização dos materiais finos.....	65
Tabela 3. 4 – Consumo unitário de materiais utilizado por Junqueira et al. (2008).....	66
Tabela 3.5 – Consumo unitário de materiais para a fabricação do CCR da presente pesquisa.....	67
Tabela 4. 1 – Resultados da caracterização físico-química do cimento.....	92
Tabela 4. 2 – Resultados da caracterização dos agregados miúdo e graúdo.....	94
Tabela 4. 3 – Consumo unitário de materiais por dosagem realizada para se fabricar o CCR.....	98
Tabela 4. 4 – Ensaio com o CCR fresco por dosagem.....	98
Tabela 4. 5 – Velocidade média de propagação do pulso ultrassônico com o aumento do tamanho do corpo-de-prova.....	100
Tabela 4. 6 – Constantes elásticas de corpos de prova de CCR de diferentes tamanhos.....	107

Tabela 4. 7 – Valores das constantes elásticas do CCR.....	116
Tabela 4. 8 – Valores dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb obtidos por regressão linear dos ensaios triaxiais em corpos de prova de diferentes tamanhos.....	121
Tabela 4. 9 – Valores dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb obtidos por regressão linear das trajetórias de tensões de corpos de prova de diferentes tamanhos.....	123
Tabela 4. 10 – Tensões cisalhantes por tensão normal aplicada.....	126
Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial obtidos durante o presente trabalho e por Junqueira et al. (2008).....	130
Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios de compressão simples em corpos de prova de diferentes tamanhos obtidos por Junqueira et al. (2008).....	132
Tabela 5.3 – Correlação entre as resistências à tração e à compressão com o aumento do tamanho do corpo-de-prova de CCR.....	135
Tabela 5.4 – Resistência à compressão triaxial de corpos- de-prova de CCR de 150 mm de diâmetro extraídos (Junqueira et al. 2008).....	137
Tabela 5. 5 – Parâmetros de resistência obtidos pela análise linear.....	139
Tabela 5. 6 – Resultados dos ensaios sob carregamentos combinados realizados em corpos de prova de 100 mm de diâmetro moldados, obtidos da presente pesquisa.....	140
Tabela 5. 7 – Resultado dos ensaios sob carregamentos combinados em corpos de prova de CCR de 150 mm de diâmetro moldados.....	140
Tabela 5.8 – Parâmetros de resistência obtidos pela análise linear.....	142
Tabela 5. 9 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial e diametral em corpos de prova de 300 mm de diâmetro moldados.....	142
Tabela 5. 10 – Parâmetros de resistência obtidos pela análise linear.....	143
Tabela 5. 11 – Parâmetros do critério de resistência de Hoek e Brown (1998).....	146
Tabela 5. 12 – Parâmetros do critério de resistência de Hoek e Brown (1998).....	148
Tabela 5. 13 – Parâmetros do critério de resistência de Hoek e Brown (1998).....	150

Tabela 5. 14 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de CCR de diferentes dimensões, sem junta.....	152
Tabela 5. 15 – Valores de coesão e ângulo de atrito de corpos de prova de CCR extraídos de diferentes dimensões.....	153
Tabela 5. 16 – Valores de coesão e ângulo de atrito de corpos de prova de CCR moldados de grandes dimensões.....	154
Tabela A. 1 – Valores do tamanho mínimo da amostra (n).....	168

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

CCR – Concreto Compactado com Rolo

CCV – Concreto Convencional Vibrado

RCD – Roller Concrete Dam

G. C. – Grau de Compactação

ERV – Elemento Representativo de Volume

H&B – Hoek & Brown

MC – Mohr-Coulomb

LISTA DE SÍMBOLOS

ΔL – Encurtamento do corpo de prova sob compressão

L – Comprimento do corpo de prova antes do ensaio

ΔD – Expansão radial do corpo de prova sob compressão

D – Diâmetro do corpo de prova antes do ensaio

E – Módulo de elasticidade

P – Carga solicitante

H – Altura do corpo de prova antes do ensaio

F – Força atuante

N – Componente Normal da força atuante

T – Componente Cisalhante da força atuante

σ_c – Resistência à compressão uniaxial (simples)

σ_{c50} – Resistência à compressão uniaxial (simples) de um corpo de prova de 50 mm de diâmetro

σ – Tensão normal

σ_{cd} – Resistência à compressão uniaxial (simples) de um corpo de prova de diâmetro d

σ_{c150} – Resistência à compressão uniaxial (simples) de um corpo de prova de 150 mm de diâmetro

ϵ_{ax} – Deformação axial específica

ϵ_{rad} – Deformação radial específica

σ_x – Tensão normal ao longo da direção x

σ_y – Tensão normal ao longo do eixo y

τ_{xy} – Tensão cisalhante no plano “x” atuando na direção “y”

ϵ_x – Deformação específica ao longo da direção x

ϵ_y – Deformação específica ao longo da direção y

γ_{xy} – Deformação angular associada às direções x e y

ν – Coeficiente de Poisson

σ_t – Resistência à tração

σ_1 – Tensão principal maior

σ_3 – Tensão principal menor

σ_2 – Tensão principal intermediária

$\Delta\sigma$ – Tensão desviadora

ϕ – Ângulo de atrito interno

c – Coesão

τ – Tensão cisalhante

$\tau_{\text{máx}}$ – Tensão cisalhante de pico

τ_{res} – Tensão cisalhante residual

σ_n – Tensão normal

m – Constante que calibra tanto o critério de resistência de Mohr-Coulomb quanto o critério de resistência de Hoek e Brown, a qual é calculada de formas diferentes em cada caso

σ_{pr} – Máxima tensão nominal no plano de ruptura no momento da ruptura

σ_{cl} – Resistência transversal à clivagem

σ_{cr} – Tensão crítica no início da propagação de fissuras

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	3
1.2 OBJETIVO DO TRABALHO.....	5
1.3 ESTRUTURA DO TEXTO.....	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1 TIPOS DE BARRAGENS.....	7
2.1.1 Barragens de terra e enrocamento.....	7
2.1.2 Barragens de concreto.....	9
2.2 EVOLUÇÃO DOS CONCEITOS SOBRE CCR.....	13
2.3 PRODUÇÃO DO CCR.....	16
2.3.1 Dosagem.....	17
2.3.2 Moldagem, cura e preparação de corpos-de-prova.....	19
2.3.3 Controle de qualidade: ensaios de ultra-som.....	22
2.4 INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DOS CORPOS-DE-PROVA NA RESISTÊNCIA DO CONCRETO E DA ROCHA INTACTA.....	24
2.4.1 Resistência do Concreto Convencional Vibrado (CCV).....	26
2.4.2 Resistência da rocha intacta.....	28
2.4.3 Resistência do concreto massa.....	29
2.4.4 Resistência do CCR.....	31
2.5 COMPORTAMENTO TENSÃO vs. DEFORMAÇÃO DO CCR.....	35
2.5.1 Comportamento frente à compressão uniaxial (simples).....	36
2.5.2 Comportamento frente à tração.....	41
2.5.3 Comportamento frente à compressão triaxial (confinada).....	43
2.5.4 Comportamento frente ao cisalhamento direto.....	47
2.6 CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA.....	50

2.6.1 Critério de resistência de Mohr-Coulomb.....	50
2.6.2 Critério de resistência de Griffith.....	53
2.6.3 Critério de resistência de Berg.....	54
2.6.4 Critério de resistência de Hoek e Brown.....	55
2.7 MECANISMOS DE RUPTURA EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO.....	59
 3 METODOLOGIA.....	 62
3.1 MATERIAIS.....	62
3.1.1 Caracterização dos materiais.....	63
3.1.1.1 Caracterização dos agregados.....	63
3.1.1.2 Caracterização do cimento e do pó de pedra ou “Filler”.....	65
3.2 MÉTODOS.....	66
3.2.1 Dosagem.....	66
3.2.2 Procedimento de fabricação do CCR.....	67
3.2.3 Ensaios com o CCR fresco.....	68
3.2.4 Moldagem e cura dos corpos de prova.....	70
3.2.5 Preparação dos corpos de prova para ensaio.....	73
3.2.6 Ensaios com o CCR endurecido.....	78
3.2.6.1 Ultra-som.....	78
3.2.6.2 Compressão uniaxial (simples).....	80
3.2.6.3 Compressão uniaxial com determinação de deformações.....	81
3.2.6.4 Tração por compressão diametral.....	83
3.2.6.5 Compressão triaxial (confinada).....	84
3.2.6.6 Cisalhamento direto (prensa SBEL).....	87
3.2.6.7 Contagem de agregados graúdos.....	89
3.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	90

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS E DISCUSSÕES.....	92
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	92
4.2 ENSAIOS COM O CCR FRESCO.....	98
4.3 ENSAIOS COM O CCR ENDURECIDO EM CORPOS DE PROVA DE DIFERENTES DIMENSÕES.....	99
4.3.1 Homogeneidade do CCR: ensaios de ultra-som.....	99
4.3.2 Compressão uniaxial (simples).....	102
4.3.2.1 Compressão uniaxial (simples) com medida de deformação.....	106
4.3.3 Tração por compressão diametral.....	107
4.3.4 Compressão triaxial (confinada).....	111
4.3.5 Cisalhamento direto em corpos de prova de 300 mm de diâmetro....	124
 5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	 129
5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL (EFEITO ESCALA).....	129
5.1.1 Corpos de prova moldados.....	129
5.1.2 Corpos de prova extraídos.....	132
5.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL..	135
5.3 COMPORTAMENTO DO CCR SOB CARREGAMENTOS COMBINADOS.....	136
5.3.1 Comportamento linear dos corpos de prova extraídos.....	136
5.3.2 Comportamento linear dos corpos de prova moldados.....	139
5.3.3 Comportamento não linear dos corpos de prova extraídos.....	145
5.3.4 Comportamento não linear dos corpos de prova moldados.....	147
5.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE CORPOS DE PROVA DE CCR DE DIFERENTES DIMENSÕES.....	151

6 CONCLUSÕES.....	157
6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	159
REFERÊNCIAS.....	161
APÊNDICE.....	165
ANEXO A.....	166
ANEXO B.....	169
ANEXO C.....	175

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

As barragens de concreto são uma solução técnica e economicamente viável tanto pela ótica da aplicabilidade à maioria dos vales encontrados na natureza, materiais naturais disponíveis para construção, materiais de fundação e clima da região, como pela ótica da finalidade do empreendimento. Isto se deve, entre outros, ao fato do concreto ser uma rocha artificial moldada pelo homem para preencher as diversas formas estruturais e garantir que as propriedades especificadas em projeto sejam concretizadas em campo, como, por exemplo, a massa específica, a resistência e a permeabilidade.

O Concreto Massa Convencional, por exemplo, é um concreto utilizado na construção de barragens com trabalhabilidade adequada à vibração por meio de grandes vibradores de imersão, os quais são sustentados por guindastes.

O Concreto Compactado com Rolo (CCR) também é um concreto utilizado na construção de barragens, contudo, no seu estado fresco, pode ser produzido, transportado, lançado e compactado por meio de equipamentos usualmente empregados em serviços de terraplenagem (ANDRIOLO, 1998, p. 5). Logo, o concreto é adensado por meio de vibração externa.

Essas características foram definidas após a busca por um material de alta produtividade, baixo custo de produção e que garantisse a resistência e a durabilidade necessárias em empreendimentos de barragens, o que ocorreu por meio de uma série de conferências, como a de Asilomar no ano de 1970 (ANDRIOLO, 1998), nas quais se discutiam as técnicas que estavam sendo empregadas e o que ainda havia para ser desenvolvido.

No novo milênio, o avanço da eletrônica, da mecânica e das tecnologias da informação têm contribuído para a melhoria do controle tecnológico do CCR em campo, como, por exemplo, o controle do grau de compactação de campo usando o densímetro nuclear, a verificação do desempenho de barragens por meio de equipamentos de monitoramento e instrumentação digitais e automatizados, o controle da qualidade da compactação pela interpretação de informações de GPS, a utilização de equipamentos desenvolvidos para inspecionar tanto o

volume de concreto lançado e compactado como a temperatura interna do concreto por meio de gráficos tridimensionais.

Todas estas tecnologias proporcionam medidas para a redução do retrabalho uma vez que auxiliam na prevenção de possíveis imperfeições (NAGATAKI et al., 2008, p. 19).

Em laboratório o controle tecnológico do CCR também avançou. Têm sido várias as pesquisas realizadas desde a sua fabricação até o seu desempenho em campo, as quais disponibilizam equipamentos de grande porte para simulação da produtividade exigida em campo, como a betoneira com capacidade de fabricação de 1 m³ de concreto, a mesa vibratória e o rolo compactador vibratório para a construção de maciços experimentais em laboratório (FIGURA 1. 1), equipamentos para investigação da microestrutura do CCR, como os microscópios eletrônicos de varredura, e as máquinas servo controladas que minimizam a influência dos fatores extrínsecos durante a realização dos ensaios de resistência e deformabilidade dos materiais.



Figura 1. 1 – Rolo compactador do laboratório de concreto de FURNAS em Aparecida de Goiânia – GO

No que diz respeito à investigação do comportamento mecânico do CCR em laboratório, tem sido notada a importância de se descrever o comportamento tensão vs. deformação desse material para a faixa de valores de tensões encontrada em empreendimentos barrageiros, não somente frente à solicitação por compressão, mas, também, frente ao cisalhamento direto, à compressão triaxial (já que o material será confinado em campo) e, também, à tração.

Todos esses ensaios permitem a avaliação do comportamento mecânico do material sob carregamentos combinados e a elaboração de sua envoltória de ruptura, para uma determinada dosagem.

O modelo de ruptura de Hoek e Brown (1998) é um modelo muito utilizado na geotecnia por ser aplicável tanto a rochas intactas como a maciços rochosos fraturados. Determinadas as propriedades mecânicas do CCR, por meio dos ensaios supracitados, pode-se definir a envoltória de resistência desse material com base no critério de ruptura de Hoek e Brown.

Os modelos convencionais de verificação da estabilidade das seções de barragens de Concreto Compactado com Rolo dependem dos parâmetros físicos e mecânicos do material, tais como: massa específica, resistência à compressão, resistência ao cisalhamento do material e das interfaces entre camadas construtivas e entre o material do corpo da barragem e o material da fundação.

O efeito escala que mostra a variação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade com o aumento do tamanho do corpo de prova de CCR ensaiado em laboratório deve ser considerado na elaboração de um modelo de ruptura para o CCR de uma dada dosagem, a fim de que os valores de resistência utilizados no modelo sejam próximos dos valores que se encontrariam em campo.

Provavelmente existe um tamanho de corpo de prova de CCR a partir do qual os ensaios de resistência e deformabilidade apresentem variações mínimas de resultado, tanto entre os resultados de laboratório como entre estes resultados obtidos em laboratório e os que se obtêm em um ensaio *in situ*.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A maioria das análises de resistência e deformabilidade realizadas com concreto massa e com concreto compactado com rolo têm sido baseadas em ensaios laboratoriais feitos em corpos de prova de dimensões padronizadas para concretos convencionais, corpos de prova de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, dimensões estas que podem não ser representativas do comportamento mecânico dos concretos feitos com agregados graúdos de dimensões máximas características elevadas.

A realização de ensaios de cisalhamento direto em campo é de extrema dificuldade: difícil montagem, instalações complicadas, sistema de reação composto por blocos de concreto, execução do ensaio passível de interferências mecânicas e vibratórias, além da criteriosa obtenção e interpretação de dados. O ensaio em campo é, portanto, lento e oneroso. Por isso, existem tão poucos resultados disponíveis no Brasil, como os ensaios de cisalhamento direto realizados na barragem Salto Caxias (CELLA et al. 1998, p. 294).

Alguns estudos, como os realizados pelo órgão norte-americano Bureau of reclamation e os realizados pela Equipe de FURNAS (1997), mostram um forte efeito de escala sobre a resistência à compressão uniaxial (simples) do concreto massa (como mostrado no item 2. 4. 3), mas pouco se sabe a respeito da influência do efeito escala sobre as propriedades de resistência e deformabilidade do CCR.

Alguns autores, como Fleury et al. (2004), Marques Filho (2005), Lima (2006), entre outros, perceberam a elevada variabilidade de resultados de resistência obtidos a partir de ensaios laboratoriais feitos em corpos de prova de CCR de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura e sugeriram a determinação do tamanho mínimo de corpo de prova que, ao ser ensaiado em laboratório, forneça valores representativos da resistência e deformabilidade deste material em campo, até mesmo para que servisse de baliza para a elaboração de documentos normativos para CCR.

Não se espera com este trabalho alterar as dimensões dos corpos de prova de CCR ensaiados em laboratório, contudo podem ser obtidas relações que ajustem os valores de resistência dos corpos de prova adotados em laboratório (150 mm de diâmetro por 300 mm de altura) com os valores de resistência que seriam encontrados em corpos de prova de dimensões maiores (200 mm, 250 mm e 300 mm de diâmetro com relação altura/diâmetro igual a dois).

O comportamento do concreto sob tensões multiaxiais é muito complexo e normalmente é descrito sob o ponto de vista fenomenológico. Não há ensaios padronizados para se testar o concreto submetido a tensões multiaxiais e não há uma concordância geral sobre qual deveria ser o critério de ruptura aplicável ao estudo do concreto nestas condições de carregamento (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 81).

Por outro lado, baseando-se nos trabalhos de Fleury et al. (2004), Marques Filho (2005), Lima (2006), assim como no trabalho realizado por Castro et al. (1998), percebe-se que a não linearidade da envoltória de resistência do concreto compactado com rolo deve ser levada em

consideração na elaboração de um critério de ruptura para este material sob carregamentos combinados.

O critério de ruptura de Hoek e Brown (1998) é um critério muito utilizado na mecânica das rochas, o qual foi desenvolvido empiricamente a partir da análise de uma série de resultados de ensaios realizados com rochas naturais disponíveis na literatura técnica e reunidos por tais autores. É possível que este critério se aplique também ao caso do CCR.

Com isto, as análises de estabilidade de barragens seriam feitas com a utilização de fatores de segurança mais condizentes com a realidade. As análises de tensão e deformação de barragens simulariam com maior fidelidade o comportamento do material em campo se fossem feitas a partir de modelos de ruptura que eliminassem o efeito escala. Isto geraria maior controle de qualidade em laboratório e em campo, projeto racionalizado a partir de um dimensionamento mais justo, maior segurança estrutural, possibilidade de redução de seções transversais de barragens e, portanto, reduções consideráveis de cronogramas executivos, de custos e de consumo de materiais, o que ajuda na preservação do meio ambiente.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

Estudar o comportamento mecânico de corpos de prova cilíndricos de Concreto Compactado com Rolo (CCR) de diferentes tamanhos e ajustar um critério de ruptura a este comportamento. Como objetivos específicos, definidos para o atendimento do objetivo geral, têm-se:

1. Avaliar a variabilidade dos resultados de resistência a partir de ensaios de compressão uniaxial (simples) e de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de CCR de tamanhos variados;
2. Agrupar os resultados desta pesquisa com os resultados da pesquisa de Junqueira et al. (2008), aumentando-se o banco de dados de resistência e deformabilidade de corpos de prova cilíndricos de CCR de dosagem específica.
3. Estudar o comportamento mecânico destes corpos de prova frente aos seguintes carregamentos: compressão diametral (tração), compressão uniaxial (simples) e compressão triaxial (confinada);
4. Modelar o comportamento mecânico do CCR na ruptura sob carregamentos combinados usando o critério de ruptura de Hoek e Brown (1998);

5. Estudar a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de corpos de prova de CCR de diferentes tamanhos frente aos carregamentos de cisalhamento direto e de compressão triaxial.

1.3 ESTRUTURA DO TEXTO

O trabalho está organizado em seis capítulos mais referências, anexos e apêndice.

O Capítulo 1 tratou até este ponto de introduzir o leitor no assunto que se desenvolverá ao longo do trabalho, especialmente sobre modelos de previsão da resistência do Concreto Compactado com Rolo.

No Capítulo 2 define-se o que é o Concreto Compactado com Rolo (CCR), qual a sua finalidade, suas vantagens e desvantagens; a evolução da técnica de construção com este material e outras definições importantes ligadas à esta técnica; revisou-se o procedimento de fabricação e controle do CCR e, por fim, as características de resistência e deformabilidade do material.

A parte experimental do trabalho foi relatada no Capítulo 3, em que se descreveram os materiais e os métodos utilizados para se alcançarem os objetivos do trabalho.

Os resultados da parte experimental do trabalho são apresentados no Capítulo 4.

O Capítulo 5 faz uma comparação entre os resultados desta pesquisa com os resultados da pesquisa anteriormente feita por Junqueira et al. (2008), nas quais se fabricaram concretos semelhantes. A modelagem da resistência do CCR por meio de um envoltória de ruptura não linear foi detalhada no Capítulo 5 e comparada com a envoltória linear tradicional.

De tudo que se fez, tentou-se extrair as principais conclusões, as quais foram organizadas no Capítulo 6.

O legado deste trabalho permitiu que sugestões para pesquisas futuras fossem elaboradas no sentido de dar continuidade a um tema que se tem por relevante.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo abordará os tipos de barragens existentes e tratará da evolução dos conceitos ligados à tecnologia de construção com CCR, do controle de qualidade do concreto fresco e endurecido, das propriedades físicas que governam o comportamento mecânico do CCR; revisará o que se tem publicado a respeito do efeito escala em concreto e em rocha e, por fim, abordará os critérios de ruptura mais utilizados para se prever o comportamento mecânico do CCR em campo chamando a atenção para o critério de ruptura de Hoek e Brown (1998), o qual será utilizado na análise dos resultados deste trabalho.

2.1 TIPOS DE BARRAGENS

O arranjo de um aproveitamento hidrelétrico é muito influenciado pelo tipo de vale, podendo este ser estreito e encaixado, semi-encaixado ou aberto. Em vales estreitos e encaixados é usual a execução de barragens de concreto do tipo arco. No caso de vales semi-encaixados, pode-se optar por barragens de concreto do tipo gravidade com contrafortes ou mesmo barragens de enrocamento. Quando se têm vales abertos, recomendam-se as barragens do tipo gravidade de concreto convencional ou de Concreto Compactado com Rolo (CCR) e as barragens de terra.

2.1.1 Barragens de terra e enrocamento

Segundo Cruz (2004) as seções das barragens de terra e enrocamento podem ser de três tipos:

- seções homogêneas, quando há predominância de um único material de construção, mesmo com a necessidade de se utilizarem dois ou mais materiais para a construção do sistema de drenagem interna e do sistema de proteção externa dos taludes;
- seções zoneadas, quando não há um único material de construção predominante;
- seção de enrocamento, quando há predominância de material rochoso na seção. Em geral existem dois tipos de seções de enrocamento: com membrana externa impermeável em concreto, asfalto ou outros; com núcleo impermeável interno. A Figura 2. 1 mostra a barragem Foz do Areia em enrocamento com face de concreto.



Figura 2. 1 – Barragem Foz do Areia em enrocamentocom face de concreto (CRUZ, 2004)

A escolha da seção das barragens de terra e enrocamento dependerá, resumidamente, dos seguintes fatores: disponibilidade de materiais de construção (solo ou rocha); natureza das fundações; condições climáticas.

As etapas de construção de barragens de terra e enrocamento são semelhantes e podem ser descritas, resumidamente, da seguinte forma: escolha da área de empréstimo; transporte e espalhamento do solo; Acerto da umidade; Compactação; Controle da umidade e do peso específico aparente seco no campo.

Em campo, é fixada uma faixa de variação de umidade em torno da ótima, geralmente se permite o intervalo da umidade ótima mais ou menos 2%. Para se determinar a umidade no campo dispõe-se de três métodos:

- coleta de amostras hermeticamente fechadas com determinação do teor de umidade em laboratório pelo processo de secagem em estufa;
- método da frigideira, em que a secagem da amostra de solo é feita usando-se uma frigideira comum em obra;

- método que utiliza o equipamento Speedy, em que a amostra de solo é colocada dentro de um recipiente em contato com um fluido que reage com a água em uma reação que libera calor mais vapor de água, fazendo com que a água evapore rapidamente.

O peso específico aparente seco de campo pode ser determinado por meio do método do frasco de areia ou pelo uso do densímetro nuclear. Com este dado e dispondo-se de ensaios de compactação feitos em laboratório, pode-se calcular o Grau de Compactação – GC pela Equação 2. 1, o qual, para ser considerado aceitável, deve variar entre 95% e 100%.

$$GC = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\max}} \times 100 \quad (2.1)$$

em que,

γ_d = peso específico aparente seco máximo de campo (kN/m^3);

$\gamma_{d\max}$ = peso específico aparente seco máximo determinado em laboratório (kN/m^3).

2.1.2 Barragens de concreto

Inicialmente as barragens de concreto eram construídas com concreto massa (concreto de estruturas maciças que possui mais da metade de seu volume total ocupado por agregados graúdo e miúdo), o qual era transportado por meio de esteiras ou correias transportadoras ou guias e lançado em fôrmas quadradas de grandes dimensões, sendo que os grandes blocos de concreto massa formados eram, então, vibrados por meio de grupos de vibradores de imersão sustentados por guindastes (NAGATAKI et al., 2008, p. 3).

Com o intuito de se aumentar a produtividade de construção de barragens de concreto minimizando-se os custos, foi apresentado um trabalho na conferência de Asilomar no ano de 1970 (ASCE, 1970), pelo professor Jerome Raphael, que reunia as experiências de construção de barragens de concreto massa convencional utilizando-se os equipamentos de construção de barragens de terra. A tecnologia mostrou-se aplicável e desde então novas pesquisas ajustaram as dosagens do concreto para torná-lo cada vez mais durável, resistente e adequado ao processo construtivo por meio de equipamentos de terraplenagem (ANDRIOLO, 1998, p. 7).

Existem no mundo aproximadamente 350 barragens construídas com CCR. A Barragem Diamer-Bhasha, no Paquistão, projetada para atingir 272m de altura, iniciada em 2009, é um marco desta tecnologia na construção de barragens.

Segundo Kuperman (2008) apud Pedroso (2008, p. 67), o Brasil tinha, em 2008, 63 barragens construídas em CCR. Aproximadamente, 10 haviam sido entregues naquele ano e outras 10 estavam em construção.

De acordo com Vieira Júnior et al. (2006, p. 57), as barragens de CCR mais comumente empregadas podem ser classificadas, resumida e genericamente, em:

- Barragens a gravidade que dependem de sua massa para serem estáveis (FIGURA 2. 2);

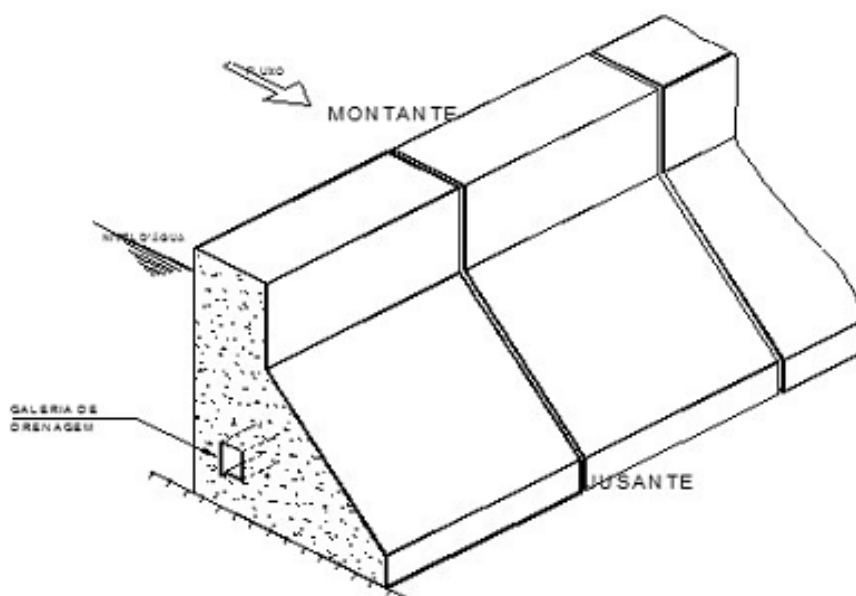


Figura 2. 2 – Exemplo de barragem a gravidade (VIEIRA JÚNIOR et al. 2006)

- As barragens arco-gravidade (FIGURA 2. 3) que apresentam um comportamento intermediário às barragens em arco e gravidade. Barragens em arco são empregadas em locais como vales estreitos e escarpados. As barragens em arco são compostas por estruturas curvadas em que os carregamentos são transferidos por efeito arco ao perímetro, ao invés de, principalmente, na vertical como no modelo a gravidade (MARQUES FILHO, 2005);

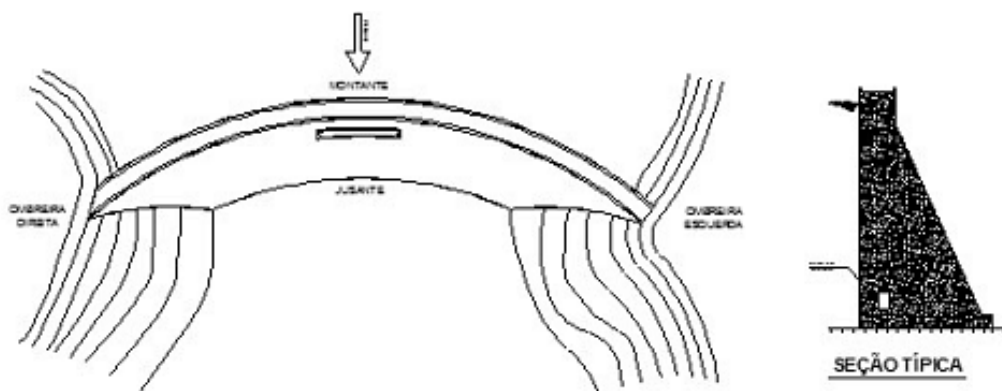


Figura 2. 3 – Exemplo de barragem Arco-gravidade (VIEIRA JÚNIOR et al. 2006)

- Barragens a contraforte (FIGURA 2. 4) nas quais o esforço no paramento de montante é transmitido à fundação através de uma série de contrafortes, perpendiculares ao eixo do paramento de montante. São, em geral, empregadas em vales “abertos”.

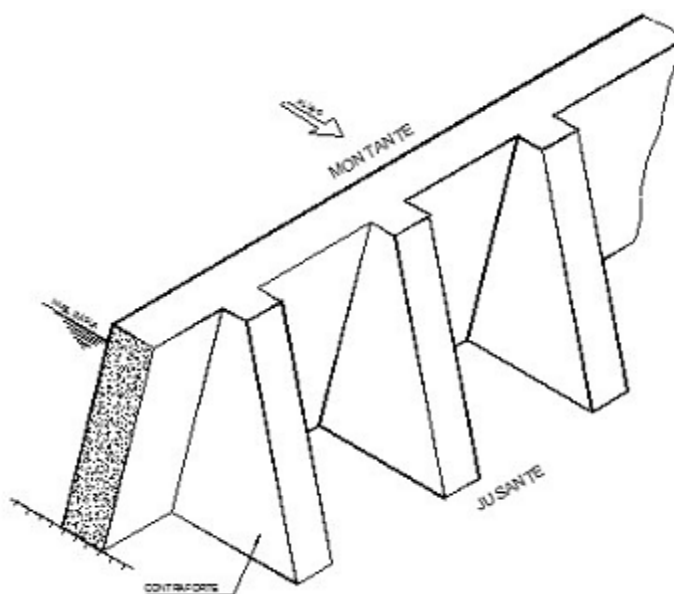


Figura 2. 4 – Exemplo de barragem a contraforte (VIEIRA JÚNIOR et al. 2006)

As barragens de CCR estão dentro do grupo das barragens à gravidade e o método construtivo destas barragens pode ser definido como sendo a sobreposição consecutiva de camadas, cada qual seguindo o ciclo: descarregamento do CCR; seu espalhamento por meio de tratores de esteira; sua compactação por tratores de rolo; corte de juntas transversais; cura; corte verde e limpeza; aplicação de argamassa ou de concreto de berço. A esta etapa segue-se novo ciclo.

Ao final da compactação de cada camada por meio de tratores de rolo, deve-se determinar o Grau de Compactação (G. C.) da camada, como descrito no Anexo B.

Uma barragem de CCR ideal deveria ser monolítica. Entretanto, por razões construtivas, a concretagem de blocos de CCR é efetuada em camadas sucessivas. Aplicam-se, no Brasil, duas metodologias para execução das camadas de CCR: horizontais e inclinadas ou “rampadas” (FIGURA 2. 5). Estas camadas, se não forem bem planejadas e executadas, podem se transformar num elo fraco da estrutura, devido à permeabilidade das juntas de construção ou à redução na aderência entre elas. Caso isto ocorra, a junta não terá plenas condições de transmitir as tensões atuantes para o restante do corpo da barragem de maneira uniforme, ocasionando uma redução nos fatores de segurança que garantem a estabilidade do conjunto. Por essas razões, o projeto deve especificar o tipo de tratamento de cada junta (KUPERMAN; CIFU, 2006).

Se as juntas de construção são horizontais, as de contração são verticais e dividem a barragem de CCR em grandes blocos, geralmente a cada 15 m, 20 m ou até 60 m, dependendo da técnica de construção empregada. O objetivo das juntas de contração é o de controlar as alterações dimensionais causadas pelas variações térmicas dos concretos e restringidas pela aderência da estrutura às fundações, inibindo a fissuração. As juntas de contração objetivam, também, controlar os efeitos de deslocamentos das fundações.

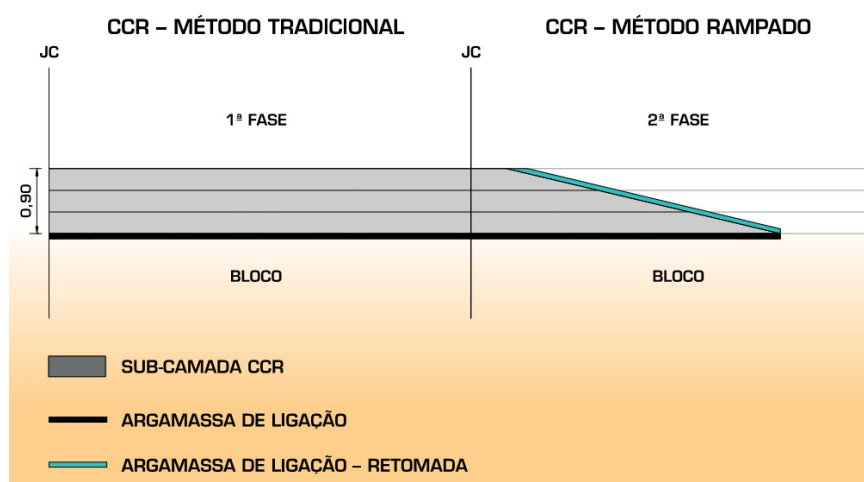


Figura 2. 5 – Métodos Tradicional e Rampado de construção de camadas de CCR (MAGALHÃES; MACHADO, 2006)

As vantagens do método de construção de camadas inclinadas são: redução da quantidade de fôrmas, redução da superfície com necessidade de tratamento, aumento da produtividade e criação de juntas desfavoráveis à percolação da água.

2.2 EVOLUÇÃO DOS CONCEITOS SOBRE CCR

As soluções sob o ponto de vista de tecnologia de materiais têm duas vertentes principais: o CCR propriamente dito, no qual a otimização em termos de custo e processos é sempre buscada. A outra é o RCD (Roller Concrete Dam), cujas restrições das especificações não permitem que se possa usufruir de todas as vantagens do método. Estes princípios geram cinco filosofias de mistura diferentes tendo em vista a necessidade de se reduzirem custo e prazo, de se melhorarem os processos construtivos e de se garantir segurança estrutural, baixa permeabilidade do maciço e durabilidade do material de construção (PAULON et al., 2004, p. 68):

- CCR pobre, com teor de materiais cimentícios baixo, em geral menores que 100 kg/m^3 , obtendo-se um material razoavelmente permeável, em geral pouco homogêneo ao longo da espessura da camada ou ao longo do tamanho do corpo de prova;
- RCD, método desenvolvido no Japão na tentativa de se obter um material menos permeável, maior quantidade de argamassa e mais úmido, e um método de construção mais racional e conservador, prevendo as fortes interferências naturais sobre as obras de barragens, como o intemperismo e a sismicidade de alguns países. A questão do controle de permeabilidade exige o envelopamento do RCD por concreto convencional.
- CCR com alto teor de pasta, com grande utilização de materiais cimentícios, com teores maiores que 150 kg/m^3 , com o objetivo de se reduzir a permeabilidade do material aos níveis do concreto convencional.
- Concreto com Teor Médio de Argamassa, com teor de material cimentício entre 100 e 149 kg/m^3 . Esta solução busca aliar a economia do CCR pobre com a homogeneidade possível no CCR com alto teor de pasta.
- Concreto com Alto teor de Finos (ATF), “Método Brasileiro”. A limitação da disponibilidade de pozolanas no Brasil gerou a necessidade de utilização de materiais alternativos como o material pulverulento resultante da britagem dos agregados. Além

de contribuir com a redução do calor de hidratação do cimento, gera uma curva granulométrica dos materiais bem graduada, o que contribui para a melhoria da trabalhabilidade do concreto fresco e para o ganho de resistência do concreto endurecido devido ao aumento do intertravamento mecânico entre os agregados e o conseqüente aumento do atrito entre estes. A utilização do filler proporciona redução do consumo de areia e contribui com a preservação do meio ambiente, já que este material seria desperdiçado.

A Tabela 2. 1 compara alguns métodos de construção de barragens de CCR citados anteriormente.

Tabela 2. 1 – Dados comparativos dos métodos de construção de barragens de CCR (ANDRADE, 1998)

Parâmetro-Referência	Alta Pasta	RCD-Japão	Pobre	Adequados Finos
Curva Granulométrica	Não Indica	CCV	Cúbica	Cúbica
Teor de aglomerante (cimento + material pozzolânico) kg/m ³	≥ 150	120-130	≤ 100	O necessário para as propriedades
Relação - Pasta/Argamassa	35% a 41%	Deve ser mínima	Não indica	Não indica
Pasta	Deve conter material pozzolânico ou filler	Deve conter material pozzolânico	Não indica	Não indica
Volume da pasta (referida ao volume total do CCR)	≥ 20%	Deve ser mínima	Não indica	Não indica
Relação - Areia/Agregado total		≥ 30%		
Teor de finos	Não Indica	Não indica	8% a 12%	8% a 12%
Grau de Compactação	90% a 98%	Não indica	Não indica	Não indica
Obras tomadas como referência	Upper Stilwater; Serra da Mesa; Lake Robertson; Knellport; Woveldans; Castilblanco de los Arroyos; Yantan; Kengkou; Shu ikou	Shimajigawa; Tamagawa; Nunome; Elk Creek	Monksville; Galesville; Arabie; Zaaihoek; Santa Eugenia	Capanda; Urugua-I; Jordão; Salto Caxias
Curva Granulométrica Usada	Básica-Exponencial	Não indica	Cúbica	Cúbica
Teor de Aglomerante adotado (cimento + material pozzolânico) kg/m ³	120 a 251	120 a 130	66 a 125	60 a 105
Relação - pasta/Argamassa obtida	39% a 50%	40% a 45%	38% a 52%	33% a 45%
Teor de pasta obtido	17% a 26%	18% a 19%	19% a 22%	20% a 28%
Relação - Areia/Agregado total usada	28% a 37%	27% a 34%	27% a 40%	42% a 53%
Massa específica (Valor Nominal) t/m ³	2,35 a 2,50	2,35 a 2, 51	2,34 a 2,51	2,42 a 2,71

Tabela 2. 1 – Dados comparativos dos métodos de construção de barragens de CCR (ANDRADE, 1998)
(continuação)

Parâmetro-Referência	Alta Pasta	RCD-Japão	Pobre	Adequados Finos
Massa específica obtida t/m ³	2,34 a 2,49	2,34 a 2,44	2,28 a 2,51	2,41 a 2,65
Grau de Compactação obtido	95,4% a 99,4%	98,5% a 99,2%	98,7% a 99,8%	97,3% a 99%
Eficiência da resistência à compressão aos 28 dias de idade (Mpa)	0,058 a 0,107	0,082 a 0,115	0,042 a 0,167	0,056 a 0,115
Resistência à tração (compressão diametral) expressa como % da resistência à compressão	5% a 19%	15% a 20%	9% a 19%	6% a 19%
Coesão (como % da resistência à compressão) - Junta tratada	20% a 26%	22% a 25%	Poucos Valores	22% a 37%
Ângulo de Atrito-Junta tratada (°)	57 a 64	49 a 52	46 a 67	50 a 65
Permeabilidade (m/s)	10 ⁻¹² a 10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁸	10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁶	10 ⁻¹¹ a 10 ⁻⁹
Custos-Materiais externos à obra	5% a 10%	5% a 5,5%	≤ 5%	≤ 4%

As soluções para cada problema específico devem ser escolhidas e adaptadas de acordo com as condições locais, tendo-se em vista a economia, praticidade, satisfação das especificações de projeto e controle de qualidade adequado (PAULON et al. 2004, p. 69).

De acordo com Pedroso (2008, p. 68), no Brasil, as experiências com CCR conduziram para a seguinte padronização:

- teor de aglomerantes em torno de 80kg/m³;
- agregados graúdos com dimensão máxima de 50mm e uso de finos não coesivos (pó de pedra e silte);
- resistência à compressão mínima requerida de 6 a 10MPa, aos 90 dias;
- CCR lançado à temperatura ambiente, por caminhões basculantes;
- conjuntamente, molda-se o concreto de face da barragem, que usa o concreto convencional vibrado (CCV), com consumo máximo de aglomerantes de 200 kg/m³;
- para ligar as sucessivas camadas, usa-se concreto de berço;
- adotam-se ainda juntas de contração.

Outra filosofia de mistura que representa uma solução recente é o CCR enriquecido com grout (grouted enriched RCC). Consiste nos seguintes passos (FORBES, 2008 apud PEDROSO, 2008, p. 69):

- aplicação de concreto de berço na camada concretada de CCR;
- espalhamento da próxima camada e efetuar sua compactação;
- preenchimento dos buracos da superfície da camada com grout, cuja relação água-cimento é igual a 1;
- vibração da camada de maneira completa e uniforme, com vibradores de imersão;
- rigoroso controle de qualidade, com extração de corpos de prova horizontais e verticais para testes de resistência e de densidade.

Ainda segundo Forbes (2008) apud Pedroso (2008, p. 69), o procedimento é capaz de transformar o CCR em CCV, pois a diferença entre eles é apenas a relação água-cimento e o processo de adensamento, garantindo um concreto de face altamente impermeável com os benefícios de: ser um processo simples, que não demanda a preparação do concreto de face e seu transporte; apresentar excelente resultado, formando uma camada monolítica de CCR; nenhuma tendência para fissuras por secagem; apresentar resistência e módulo de elasticidade compatíveis com os do CCR.

O método pode ser usado também na face de vertedouros, na interface entre a rocha e o concreto e no revestimento de peças internas da barragem.

2.3 PRODUÇÃO DO CCR

Como as barragens do tipo à gravidade dependem do peso do concreto para terem uma estabilidade adequada, a dosagem deve sempre objetivar a obtenção da máxima massa específica do concreto, com o menor volume de vazios possível, o que na prática é verificado pelo grau de compactação.

Considera-se que deve ser atingido, após a compactação de campo, um valor mínimo de 97% da massa unitária correspondente ao somatório das massas dos componentes de um metro cúbico da dosagem.

Isto se faz necessário para se assegurar que a massa específica usada nos cálculos de estabilidade da barragem foi atingida e para se garantir o desempenho projetado do concreto em campo (KUPERMAN; CIFU, 2006).

2.3.1 Dosagem

Os ensaios normalmente especificados para se iniciar e desenvolver a dosagem do CCR são os seguintes:

- ensaios de caracterização dos materiais, especialmente a determinação da curva granulométrica individual de cada material granular;
- fixação inicial dos consumos unitários de água e de material cimentício, além da definição da dimensão máxima característica do agregado graúdo a ser utilizado;
- determinação do consumo unitário dos agregados a partir de curvas teóricas de referência, como a de Bolomey / Fuller ou curva cúbica (FIGURA 2. 6).

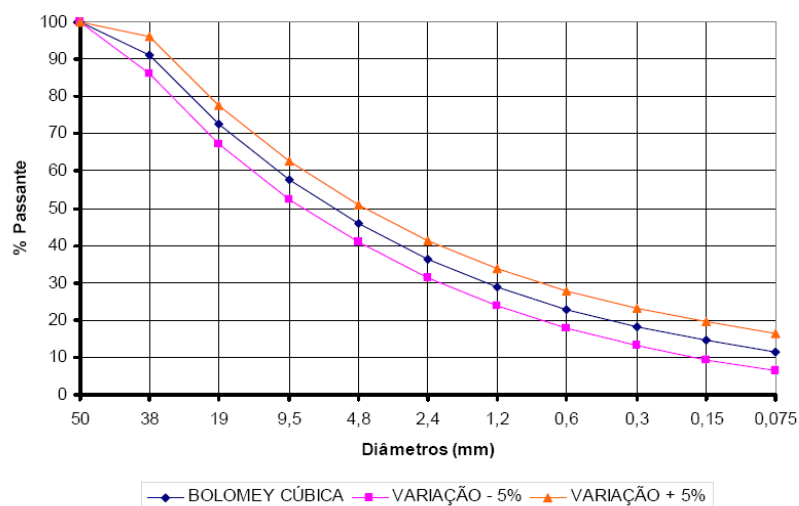


Figura 2. 6 – Faixa Granulométrica de Referência baseada na curva cúbica (MARQUES FILHO, 2005)

A equação da curva cúbica é dada a seguir (EQUAÇÃO 2. 2):

$$P = (d/D_{\text{máx}})^n \times 100 (\%) \quad (2. 2)$$

em que:

P é a porcentagem de agregado passante na peneira de abertura d; d é o tamanho da abertura da peneira (mm); $D_{\text{máx}}$ é a dimensão máxima característica do agregado graúdo (mm) e n é o expoente variável de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$, usualmente adotado como $\frac{1}{3}$;

- uso de aditivos polifuncionais para se melhorar a consistência e a trabalhabilidade do CCR;
- ensaio de consistência por vibração do CCR fresco e determinação do “Cannon Time”, isto é, do tempo de vibração necessário para se fazer uma amostra de CCR ser adensada sobre uma base vibratória, o qual segundo Sagrado (2008) apud Pedroso (2008, p. 71) deve ser de 10 a 15 segundos para que se consiga uma dosagem adequada de finos;
- Ajuste dos consumos unitários dos materiais, principalmente o consumo unitário de água, de acordo com o resultado do ensaio anteriormente citado.

Maiores detalhes das etapas de dosagem de CCR estão descritos no Anexo C.

Os limites da curva granulométrica de Bolomey/Fuller ou curva cúbica estabelecem parâmetros para se obter uma mistura de CCR de elevada compacidade e consistente, o que pode ser proporcionado pelo correto envolvimento dos agregados graúdos, geralmente com duas dimensões máximas características, pela argamassa de porosidade mínima composta por cimento, areia, pó de pedra ou “filler” e água. Tais curvas, portanto, tentam proporcionar concretos trabalháveis com a máxima compacidade.

Entretanto, a forma, a angularidade ou a textura superficial dos agregados não são levadas em consideração na formulação das curvas teóricas, mesmo tendo-se o conhecimento de que essas características podem exercer considerável influência na compacidade de um esqueleto granular (DE LARRARD, 1999 apud FARIAS, 2006).

O mais correto, portanto, seria combinar os métodos de dosagem de CCR atualmente utilizados, que se baseiam em curvas teóricas de referência, com o método de dosagem científico pela avaliação da eficiência de empacotamento, como feito por Farias (2006), para se produzirem concretos compactados a rolo trabalháveis com o mínimo de vazios.

A trabalhabilidade do concreto apresenta um componente físico, que é a consistência, e outro componente subjetivo, que é a adequação desta consistência ao tipo de obra e aos métodos de fabricação, transporte, lançamento e compactação do concreto. No caso do CCR, por exemplo,

os tipos de obra a que se destina e os métodos executivos exigem que este concreto apresente consistência seca em seu estado fresco.

Como uma contradição, Uma mistura consistente de CCR seria uma mistura nem tão seca, para não haver segregação exagerada (separação dos agregados graúdos da argamassa a ponto de formarem-se nichos de concretagem de um lado e espaços vazios de outro), nem muito úmida, a ponto de proporcionar exsudação exagerada (acumulo da água não absorvida pelos materiais da mistura nas superfícies dos agregados graúdos e na superfície do próprio corpo de prova, originando um concreto poroso, fraco e de pouca durabilidade).

Mesmo que tal consistência seja obtida, o CCR ainda assim será um concreto com relação a/c maior do que a unidade devido ao uso de agregados de dimensão máxima característica elevada, o que faz com que tal concreto apresente tendência à segregação e ao acumulo de água de exsudação nas superfícies dos agregados e, conseqüentemente, à formação de poros nestas regiões.

Concretos de baixo consumo de aglomerante precisam conter adequado teor de materiais finos, passantes na peneira de número 200 conforme NBR, para que se melhore a trabalhabilidade do material e se consiga a correta moldagem dos corpos de prova. Provavelmente, quanto menor o tamanho do corpo de prova maior deve ser a quantidade de materiais finos para se conseguir a mesma compacidade de uma mistura em um corpo de prova maior.

2.3.2 Moldagem, cura e preparação de corpos de prova

Antes da moldagem, os moldes cilíndricos devem ser lubrificados para facilitar a remoção dos corpos-de-prova.

O procedimento de moldagem de corpos de prova de CCR é feito por meio de adensamento sobre mesa vibratória ou por meio de compactadores pneumáticos. No primeiro caso, a vibração da mesa é mantida por dois minutos para cada camada a ser compactada, de um total de duas camadas no caso do corpo de prova de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, com uma rotação de $3600 \text{ rpm} \pm 5 \text{ rpm}$. No segundo caso, o adensamento é feito em três camadas durante 30 segundos para cada uma, no caso do corpo de prova de 150 mm por 300 mm (FURNAS, 1997).

A dimensão das peças a serem moldadas interfere de forma indireta na trabalhabilidade do concreto, pois o diâmetro máximo do agregado a usar é função de tal dimensão.

A limitação dos moldes a serem usados nos procedimentos de moldagem de corpos de prova de CCR segue as especificações do projeto de norma CB – 18: 302 – 001 – preparação de CCR em laboratório apud FURNAS (1997), as quais se basearam na norma NBR 5738 (ABNT, 2003) – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, que diz que a dimensão básica do corpo de prova (diâmetro) deve ser no mínimo quatro vezes maior que a dimensão nominal máxima do agregado graúdo do concreto ($D_{máx}$), sendo que para o caso de ensaios de resistência e deformabilidade a relação altura/diâmetro deve ser igual a dois.

A citada norma ainda apresenta uma nota que fornece uma alternativa para que se utilizem corpos de prova de dimensões básicas mínimas de três vezes a dimensão nominal máxima do agregado graúdo do concreto, desde que conste no relatório do ensaio tal alternativa. Segundo estas instruções e considerando um $D_{máx}$ igual a 50 mm, as dimensões mínimas de um corpo de prova típico de CCR será de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura.

A dimensão máxima característica do agregado graúdo usado na mistura de concreto influencia sua resistência dependendo do tamanho do corpo de prova ensaiado devido, entre outros fatores, ao efeito parede, em que a parede do molde limita o empacotamento do concreto, já que a quantidade de argamassa requerida para preencher os vazios entre as partículas de agregado graúdo e as paredes do molde é maior do que a necessária para preencher o interior da massa, e, portanto, em excesso com relação à quantidade disponível em uma mistura bem dosada.

Além disso, corpos de prova de menores dimensões apresentam uma variação da relação pasta/agregado, em volume, muito maior do que corpos de prova de maiores dimensões, o que aumenta a variabilidade dos resultados de resistência dos corpos de prova de menores dimensões (FURNAS, 1997).

Tem sido adotada a prática de se peneirarem concretos ainda no estado fresco com peneiras de malha de 38 mm de abertura, para se obterem corpos de prova para ensaios de resistência à compressão simples, quando a dimensão máxima do agregado graúdo do concreto excede o valor de $\frac{1}{3}$ da dimensão básica do corpo de prova. Comparando-se a resistência de tais corpos de prova com corpos de prova integrais, isto é, feitos com os agregados graúdos que excedem os limites normativos, obtêm-se “fatores de forma”.

Ensaio feito pelo Bureau of reclamation e pelo laboratório de concreto de FURNAS (Goiânia – GO), mostram um aumento de 15% a 20% nos valores de resistência à compressão simples dos corpos de prova de concreto moldados sem peneiramento para os corpos de prova fabricados após o peneiramento do concreto fresco na peneira de malha de 38 mm de abertura, isto aos 90 dias de cura úmida (FURNAS, 1997). Uma observação importante, ainda sobre os trabalhos citados neste parágrafo, é que concretos com adição de pozolana apresentaram quedas semelhantes.

Este ganho de resistência se deve ao fato de os teores de cimento e de água aumentarem após o peneiramento (mesmo sabendo que a relação a/c se mantém constante), assim como ao fato de haver uma redução no teor de ar incorporado após o peneiramento.

Outro procedimento para se contornar o problema da relação $d/D_{\text{máx}}$ menor do que a especificada pela norma de referência seria a utilização de moldes maiores, para se comparar a resistência destes com a dos corpos de prova padrões na tentativa de se obterem “fatores de escala” semelhantes aos “fatores de forma”.

Pode ser que um molde de dimensões maiores do que as atualmente utilizadas em laboratório para fabricação de corpos de prova de CCR padronizados (150 mm de diâmetro por 300 mm de altura) proporcione uma compactação do material que assegure o máximo grau de compactação possível com aplicação de uma quantidade de trabalho compatível com os processos de adensamento e moldagem dos corpos de prova atualmente empregados em laboratório, tendo-se em vista as elevadas dimensões dos agregados graúdos usados na fabricação de tal concreto e sua baixa trabalhabilidade.

Por outro lado, corpos de prova de maiores dimensões apresentam alguns contrapontos, principalmente no caso do CCR, tais como: dificuldades no manuseio, propensão a acidentes e danos, necessidade de máquinas de maiores capacidades, maior consumo de materiais e necessidade de grandes espaços para armazenamento de tais corpos de prova na câmara úmida. Por isso, a sugestão de se trabalhar com corpos de prova é interessante apenas a nível de pesquisa para se definirem os fatores de redução da resistência do concreto com o aumento do tamanho do corpo de prova.

Após a vibração e o acabamento do topo dos corpos de prova, estes devem permanecer no laboratório por um período que garanta um endurecimento mínimo do concreto a ponto de ser transportado para a câmara úmida sem sofrer alterações estruturais. Devem ser tomados

cuidados durante o manuseio do corpo de prova para que este não sofra perturbações devido a choques.

Em câmara úmida os moldes são retirados e os corpos de prova são identificados, os quais devem receber cura úmida com umidade acima de 95% e temperatura de 23 ± 1 °C por 90 dias, no caso do CCR, e serem preparados para ensaio, isto é, devem receber capeamento de topo e base por meio de enxofre ou gesso pedra (material de rápido endurecimento) ou serem retificados e ensaiados ainda úmidos, o que se consegue pelo envolvimento da superfície lateral de tais corpos de prova por meio de um filme plástico.

Para as mesmas condições de cura, corpos de prova de concreto de diferentes tamanhos (feitos de uma mesma dosagem) possuem taxas de ganho de resistência semelhantes (NEVILLE, 1997).

Antes de serem ensaiados, os corpos de prova de concreto endurecidos passam por ensaios de controle de fabricação, como o ensaio de ultra-som.

2.3.3 Controle de qualidade: ensaios de ultra-som

O método de velocidade de pulso ultra-sônico consiste em medir o tempo de percurso das ondas longitudinais de pulso ultra-sônico passando através do concreto. As ondas longitudinais com frequências que variam de 20 kHz a 150 kHz são as normalmente usadas. Os tempos de percurso entre a partida inicial e a recepção do pulso são medidas eletronicamente. O comprimento do percurso entre os transdutores dividido pelo tempo de viagem resulta na velocidade média de propagação da onda. A norma brasileira NBR 8802 (ABNT, 1994) descreve o aparelho apropriado e o procedimento padrão, como será descrito no item 3. 2. 6. 1.

As velocidades das ondas no concreto são afetadas por diversas variáveis, tais como:

- Idade. À medida que continua a hidratação do cimento, a porosidade diminui e as ondas se propagam mais rapidamente no meio sólido;
- Condições de umidade. As velocidades das ondas no concreto aumentam em condições saturadas;
- Quantidade e tipo de agregado. Quanto mais densa for a matriz dos minerais componentes de um agregado, maior será a velocidade do pulso através do concreto.

Além disso, aumentando-se a quantidade de agregado para uma determinada matriz pasta de cimento, também se aumenta a velocidade média de propagação da onda no compósito.

- **Microfissuração.** As microfissuras reduzem os módulos de elasticidade do concreto e, conseqüentemente, reduzem a velocidade da onda em seu interior.

Como todas estas variáveis interferem no valor da velocidade de propagação do pulso através do concreto, a Associação Brasileira de Cimento Portland (apud FALCÃO BAUER, 2003) adota a sugestão de Leslie e Cheesman para classificar as condições internas do concreto de acordo com a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico, como mostrado na Tabela 2. 2.

Tabela 2. 2 – Classificação das condições internas do concreto de acordo com a velocidade do pulso (FALCÃO BAUER, 2003)

Velocidade de propagação (m/s)	Condições do concreto
Superior a 4.500	Excelente
3.500 a 4.500	Bom
3.000 a 3.500	Regular (duvidoso)
2.000 a 3.000	Geralmente ruim
Inferior a 2.000	Ruim

Pode-se dizer que o material compósito será homogêneo se os resultados de ensaios de ultra-som realizados em corpos de prova de concreto de uma única dosagem e com diferentes tamanhos apresentarem resultados de velocidade de propagação de pulso acima de 3.500 m/s.

Espera-se que aumentando o tamanho do corpo de prova ensaiado, aumente a quantidade de vazios no volume do corpo de prova e, conseqüentemente, a velocidade de propagação de pulso sofra redução.

A Tabela 2. 3 apresenta resultados de ensaios de ultra-som e de massa específica realizados em concreto convencional vibrado fabricado com agregados de granito (que foi o tipo litológico do agregado usado na fabricação do CCR deste trabalho) e basalto.

Tabela 2. 3 – resultados de ensaios ultra-sônicos realizados em concreto (FALCÃO BAUER, 2003)

Tipo de agregado	Densidade média do concreto (kg/dm³)	Velocidade de propagação (m/s)
Granito	2,36	4.190
Basalto	2,48	4.430

2.4 INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DOS CORPOS DE PROVA NA RESISTÊNCIA DO CONCRETO E DA ROCHA INTACTA

Os fatores que influenciam a resistência e, conseqüentemente, o módulo de elasticidade do concreto podem ser intrínsecos ou extrínsecos:

- dentre os intrínsecos destacam-se a mineralogia do agregado graúdo, os índices físicos como a massa específica, a textura, isto é, o tamanho dos agregados e a qualidade da pasta que os envolve, etc.;
- Os fatores extrínsecos principais são: tamanho do corpo de prova ensaiado, geometria do corpo de prova ensaiado, relação altura/diâmetro (h/d), velocidade de carregamento, máquinas de ensaio, condições de extremidade.

O Concrete Manual (U. S. BUREAU OF RECLAMATION, 1975 apud MEHTA E MONTEIRO, 2008), apresenta, de forma gráfica, uma comparação entre a relação altura/diâmetro (H/D) e a resistência relativa de corpos de prova cilíndricos de concreto em que se percebe que para H/D igual a dois a resistência relativa é igual a um, isto é, tem-se a resistência real do concreto. Para relações H/D diferentes de dois, deve-se utilizar a correção proposta na Figura 2. 7.

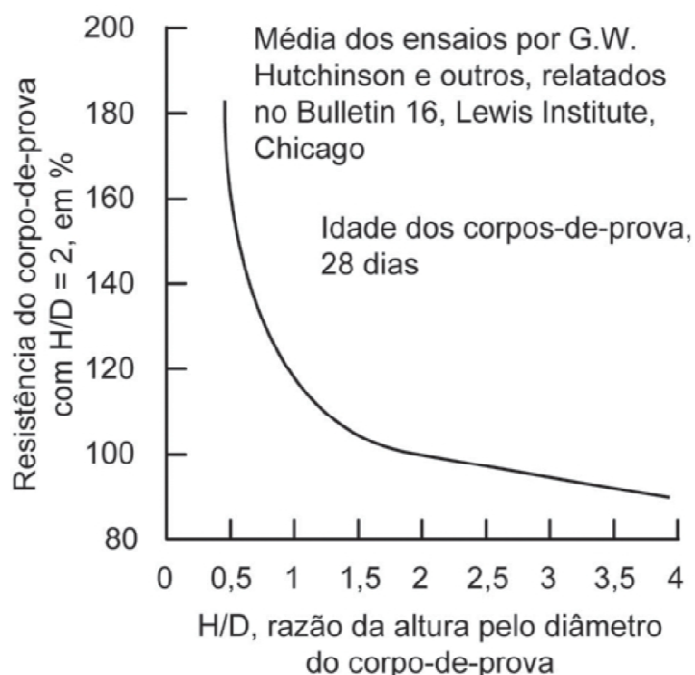


Figura 2. 7 – Influência da variação da razão altura/diâmetro (H/D) na resistência relativa de corpos de prova cilíndricos de concreto (CONCRETE MANUAL, U. S. BUREAU OF RECLAMATION, pp. 574-575, 1975 apud MEHTA E MONTEIRO, pp. 67, 2008)

Quanto maior a velocidade de carregamento maior é a resistência oferecida pelo concreto. Segundo Cupertino et al. (2007, p. 14), a velocidade de carregamento interfere significativamente nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial (simples) em corpos de prova de concreto tradicional, sendo que a velocidade média de 0,55 MPa/s mitiga os efeitos ocasionados pela ampla faixa prescrita na norma NBR 5739 (ABNT, 1994). Contudo, a velocidade de carregamento, segundo os mesmos autores, não influenciou significativamente os resultados dos ensaios de tração simples (direta) realizada em corpos de prova de concreto tradicional vibrado por meio do dispositivo Leroy.

Quanto à influência do acabamento das faces dos corpos de prova, foi verificado por Cupertino et al. (2007, p. 14) um pequeno aumento nos valores de resistência à compressão simples dos corpos de prova de concreto tradicional que foram capeados com enxofre, comportamento este que foi contrário ao esperado de acordo com a bibliografia consultada por tais autores. Isso conduziu a uma reavaliação do processo e do equipamento utilizado na retificação. Cupertino et al. (2007) não levaram em consideração nestas comparações o capeamento feito com gesso pedra, que tem sido adotado em muitos ensaios de compressão simples em corpos de prova de concreto de grandes dimensões por ser este um material modelável que apresenta um rápido endurecimento e resistência compatível com a do concreto (vale lembrar que a gipsita é um dos

minerais componentes do cimento Portland, juntamente com a cal e o clínquer, usado na fabricação do concreto).

Com relação à rigidez da máquina de ensaio, as modernas máquinas servo-controladas têm contribuído para a redução da influência desta variável extrínseca nos ensaios em corpos de prova de concreto.

A geometria do corpo de prova também influencia a resistência à compressão uniaxial do concreto, pois interfere na forma como as tensões, deformações e fissuras serão distribuídas ao longo deste. Segundo Marques Filho (2005, p. 232), corpos de prova prismáticos apresentam resistências sistematicamente superiores às resistências de corpos de prova cilíndricos de CCR de mesmos volumes.

A influência do tamanho do corpo de prova na resistência do concreto será abordada a seguir.

2.4.1 Resistência do Concreto Convencional Vibrado (CCV)

Dois cilindros construídos com o mesmo material, o primeiro com 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura e o segundo com 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, externamente vinculados da mesma maneira e solicitados à ruptura por compressão ou por tração, deveriam apresentar resistências “idênticas”, quer dizer, romper sob os mesmos níveis teóricos de tensão.

Entretanto, isto não se verifica. Em materiais cimentícios, como o concreto e as rochas, tanto os danos difusos quanto os danos localizados, serão diferentes para cada tamanho de corpo de prova e ocorrerá a manifestação de um forte efeito de escala, que se exprime através dos diferentes níveis de tensão de ruptura apresentados para cada tamanho de corpo de prova.

Como o processo de microfissuração é evolutivo, a modificação da capacidade resistente torna-se dependente do nível de danificação do material que constitui o elemento estrutural, no caso, o concreto. Assim a resistência real vincula-se, em última análise, às propriedades de danificação deste material e, inevitavelmente, à escala estrutural (FERREIRA; HANAI, 2007, p. 243).

Griffith (1924) postulou que, para materiais frágeis, a fratura inicia-se quando é ultrapassada a resistência à tração do material nas extremidades de defeitos microscópicos, onde há concentração de tensões. No caso do concreto, os defeitos podem ser poros, fissuras

preexistentes, contorno dos grãos ou outras discontinuidades, sendo que no caso do CCR estes defeitos são mais intensos do que no caso do concreto tradicional.

Aumentando-se o tamanho do corpo de prova de concreto ensaiado aumenta-se a quantidade de espaços vazios no seu interior o que provoca uma queda de resistência do material. Por outro lado, a razão vazios / sólido em um corpo de prova de concreto inicialmente é relativamente alta e diminui até um determinado tamanho de corpo de prova a partir do qual tal razão se torna constante e a variabilidade dos valores de resistência do concreto se torna mínima.

A Figura 2. 8 mostra a influência do tamanho do corpo de prova sobre a resistência do concreto convencional (MEHTA E MONTEIRO, 2008, p. 66).

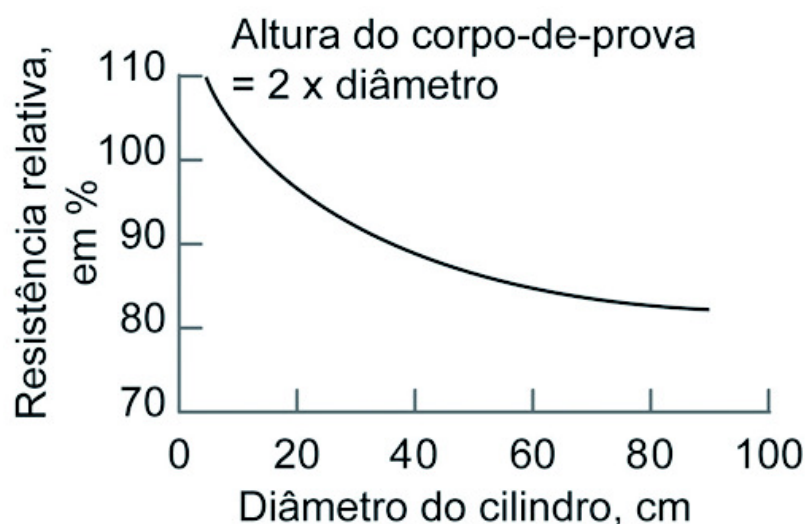


Figura 2. 8 – Influência do diâmetro do corpo de prova sobre a resistência do concreto quando a razão altura/diâmetro (h/d) é igual a 2 (Concrete Manual, U.S. Bureau of Reclamation, pp. 574-575, 1975 apud Mehta e Monterio, pp. 66, 2008)

O que governa a resistência do concreto, portanto, são os macroporos ou microfissuras no interior da argamassa ou na zona de transição. Quanto maior o tamanho do CP ensaiado maior a quantidade destes microdefeitos e menor a resistência do material, até que o aumento do tamanho do CP não aumente a relação vazios / sólidos.

A relação vazios / sólidos em uma seção transversal de um dado corpo de prova é, por conseguinte, um evento estatístico que não tem relação alguma com outros fatores que interferem os ensaios (NEVILLE, 1997).

Sabe-se que, no concreto contendo baixa porosidade ou agregados de alta resistência, a resistência do material será governada pela resistência tanto da matriz quanto da zona de transição (MEHTA E MONTEIRO, 2008, p. 52).

No caso de corpos de prova de concreto fabricados com agregados de elevadas dimensões, pobremente envolvido pela argamassa e consolidado por vibração externa, a resistência do material será provavelmente governada pela zona de transição na interface entre a matriz e o agregado graúdo, pois provavelmente os poros que se formam nesta região são maiores e em maior quantidade do que aqueles que se formam na argamassa, mesmo sabendo que tal argamassa também apresenta uma quantidade elevada de poros capilares devido à elevada relação água / cimento.

Contudo, tal afirmação deve ser confirmada por pesquisas futuras que determinem a faixa de tamanho e a quantidade de poros em cada uma destas regiões em corpos de prova de CCR de diferentes tamanhos, por meio de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, dentre outros ensaios.

O problema do efeito escala em concreto convencional é solucionado ao serem atendidas as especificações das normas NBR 5738 (ABNT, 2003), NBR 5739 (ABNT, 1994) e NBR 6118 (ABNT, 2003), especialmente na definição do valor da constante de minoração da resistência do concreto (γ_c) igual a 1,4, a qual leva em consideração, dentre outros fatores, a questão do escalonamento.

2.4.2 Resistência da rocha intacta

Segundo Hoek e Brown (1980), existe uma redução significativa da resistência de amostras de rochas intactas com o aumento do tamanho destas, como mostra a Figura 2. 9. Estes pesquisadores sugeriram que a resistência à compressão simples (σ_c) para uma rocha de diâmetro d (mm) está relacionada com a resistência a compressão uniaxial de um corpo de prova de 50 mm de diâmetro (σ_{c50}), como mostra a Equação 2.3.

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad (2.3)$$

em que,

d – diâmetro do corpo de prova;

σ_{c50} – resistência à compressão simples de um corpo de prova com $d = 50$ mm (padronizado para ensaios em rochas naturais).

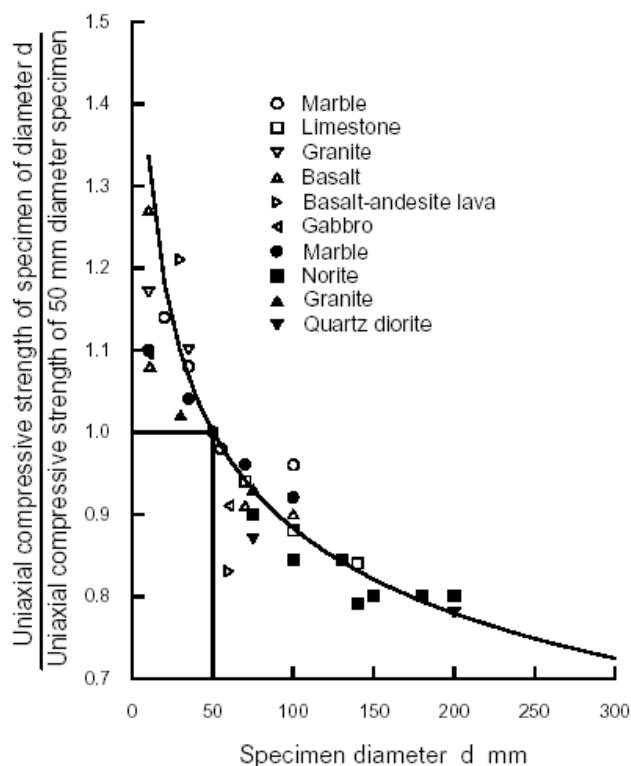


Figura 2. 9 – Influência do tamanho do corpo de prova na resistência à compressão simples da rocha intacta (HOEK; BROWN, 1980)

A resistência da amostra de rocha vai depender do tamanho do corpo de prova ensaiado. As rochas são compostas de várias feições, como cristais, grãos, microfraturas e fissuras, que condicionam seu comportamento mecânico. Quanto menor o corpo de prova ensaiado menor a quantidade de planos de fraqueza e, portanto, maior será a resistência oferecida pela rocha; o que também ocorre em concreto, como mostrado no item anterior.

2.4.3 Resistência do concreto massa

Para se projetarem barramentos estáveis de concreto é necessário conhecer a resistência deste material em campo. Para a estimativa da resistência média de campo devem ser considerados, em projeto, os fatores que influenciam tal resistência em laboratório.

R. W. Carlson apud FURNAS (1997) fez algumas interessantes considerações a respeito destes fatores, como mostrado na Tabela 2. 4.

Tabela 2. 4 – fatores de majoração ou de redução da resistência do concreto para barragens (CARLSON apud FURNAS, 1997)

Fator de Influência	Coefficiente (%)	Sinal	Descrição
Peneiramento	20	-	Coefficiente definido pela razão $\sigma_{15} / \sigma_{45}$
Variabilidade dos resultados do ensaio	5	-	Não se toma a $\sigma_{\text{máx}}$, mas a $\sigma_{\text{méd}}$. Esta variação deve ser menor do que 5%
Velocidade de Carregamento	5	-	Perda de resistência devido à carga mantida deve ser menor do que 5%
Perfil Estrutural	3	+	O perfil estrutural é mais favorável do que as dimensões dos corpos de prova com $h/d = 2$
Relaxação das regiões sobrecarregadas	10	+	Diferença entre ensaios com modelos em verdadeira grandeza e com corpos de prova
Ensaio de compressão uniaxial (simples)	5	+	A distribuição de tensões no cilindro não é uniforme, exceto no centro. A tensão de ruptura revela a tensão média e não a máxima

As especificações omitem as correções positivas, limitando-se a recomendar somente as negativas, reduzindo-se a resistência obtida nos cilindros de ensaio de controle.

Percebe-se que, com exceção da velocidade de carregamento, os demais fatores de influência dizem respeito, de certa forma, ao efeito escala. Contudo, o peneiramento é o fator de influência que corresponderia ao efeito do tamanho do corpo de prova na resistência à compressão uniaxial (simples) do concreto estudado neste trabalho. A diferença é que, no presente trabalho não se removeram os agregados de dimensões maiores do que 38 mm, mas aumentaram-se as dimensões dos moldes.

Registra-se que tais fatores levaram à redução do consumo de aglomerantes nas barragens em que foram considerados.

Para a estimativa da resistência média do concreto massa em campo, a correção do tamanho do cilindro de ensaio deve ser feita experimentalmente para cada barragem. J. M. Raphael apud FURNAS (1997) indica os valores descritos na Tabela 2. 5.

Tabela 2. 5 – efeito do tamanho do corpo de prova na resistência à compressão uniaxial (simples) do concreto massa (RAPHAEL apud EQUIPE DE FURNAS, 1997)

Tamanho do cilindro (mm)	σ relativa (%)	Tamanho do cilindro (mm)	σ relativa (%)
50x100	109	300x600	91
75x150	106	450x900	86
150x300	100	600x1.200	84
200x400	96	900x1.800	82

Obs.: σ relativa é o valor, em porcentagem, da razão entre a tensão obtida a partir de um corpo de prova de tamanho qualquer dividida pela tensão obtida a partir do corpo de prova padrão de laboratório (150 mm de diâmetro por 300 mm de altura).

Observa-se, pelas Tabelas 2. 4 e 2. 5, que o valor de 20% sugerido por Carlson para a redução da resistência do concreto massa, obtida em laboratório por meio de corpos de prova cilíndricos padronizados (150 mm de diâmetro por 300 mm de altura), está compatível com os experimentos de Raphael feitos em corpos de prova de grandes dimensões. Deve-se investigar tal redução no caso do CCR.

Devido a dificuldades de moldagem, manuseio, transporte e preparação de corpos de prova de CCR de dimensões maiores do que 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura, além da dificuldade de se montar o ensaio com tais corpos de prova, o estudo do efeito escala em CCR se limita a corpos de prova de dimensões menores ou iguais à 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura, diferentemente do que ocorre no caso do concreto massa.

2.4.4 Resistência do CCR

Em qualquer caso (e em qualquer época), para que de uma massa de material se possa gerar uma medida que represente uma propriedade sua, é necessário que essa massa possa de fato representar esse material como um todo (para a referida propriedade). A menor quantidade

(massa) de um corpo material que possa representar, em média, algumas de suas propriedades mecânicas, denomina-se um elemento representativo de volume (ERV) desse material(RUGGERI, 2006).

Com base nessa premissa, surge a seguinte pergunta: qual seria o ERV de um Concreto Compactado com Rolo?

Para se formular o comportamento mecânico dos sólidos, admite-se, de forma ideal, que os materiais sejam:

- homogêneos com relação às suas propriedades mecânicas, isto é, essas propriedades têm sempre o mesmo valor se medidas em qualquer volume (de sua massa) não menor que o seu elemento representativo de volume – ERV. Essa hipótese justifica, por exemplo, a possibilidade das propriedades (médias) dos “corpos de prova” extraídos de uma massa de concreto em fabricação (com volumes que sejam não menores que um ERV do concreto em referência) representar as propriedades desse mesmo concreto em qualquer ponto onde ele seja aplicado numa estrutura. Essa hipótese explica, portanto, por que se podem estender as propriedades de uma amostra de concreto (ensaiada numa máquina de compressão) para todas as camadas de concreto lançadas em uma estrutura (uma barragem, por exemplo);
- contínuos ou que possuem estrutura interna contínua. Por mais próximos que estejam dois pontos de um corpo ainda existe entre eles pelo menos mais um ponto. Em um corpo sólido, existem forças de atração entre dois quaisquer dos seus “pontos próximos” e o conjunto de todas essas forças dá ao sólido a forma que tem.
- isotrópicos, os quais possuem propriedades que não variam com a direção em que sejam consideradas;
- elásticos, isto é, deformam-se por ação das cargas, mas retomam suas formas originais quando as cargas são removidas;
- lineares ou que apresentam linearidade física. A relação entre as tensões e as deformações são proporcionais e lineares.

O concreto tradicional pode ser considerado um meio contínuo desde que a matriz aglomerante (argamassa) permita uma forte ligação entre as partículas de agregado. Na medida em que esta ligação se enfraquece e as dimensões máximas características dos agregados graúdos aumenta,

como no caso do Concreto Compactado com Rolo (CCR), o comportamento mecânico do concreto, dependendo da redução do tamanho do corpo de prova ensaiado, pode deixar de ser idealmente homogêneo e contínuo para as propriedades de resistência e deformabilidade.

Neste caso, o mais correto seria tentar determinar o ERV do CCR que atenda às condições da mecânica dos sólidos homogêneos e contínuos, para que, a partir destes corpos de prova, seja possível o estudo do comportamento mecânico deste material.

Os resultados de Junqueira et al. (2008) (FIGURA 2. 10) mostram uma variabilidade significativa entre os valores de resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos de CCR para as dimensões inferiores a 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura, provavelmente causadas pela distribuição desproporcional dos elementos constituintes do CCR dentro de tais corpos de prova, os quais não se mostraram homogêneos para esta variável de resistência.

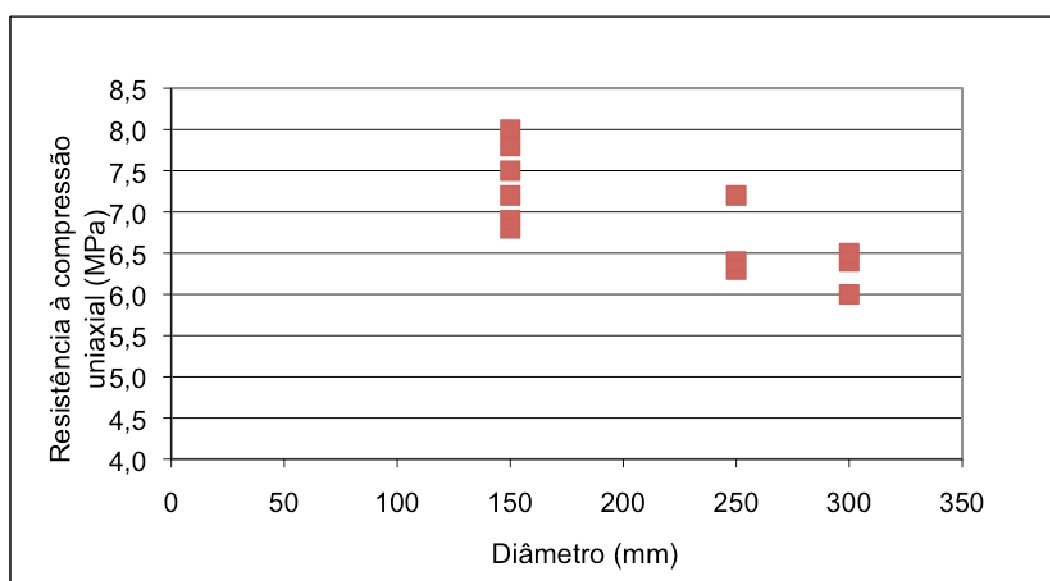


Figura 2. 10 – Gráfico comparativo da resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos de CCR moldados de tamanhos variados (JUNQUEIRA et al. 2008)

Existe uma variabilidade de resistência que diminui à medida que o tamanho do corpo de prova aumenta, ou seja, é maior nos corpos de prova de 150 mm X 300 mm e tende a se tornar constante em torno de um determinado valor a partir do corpo de prova de 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura.

Os valores apresentados na Figura 2. 10 precisam ser mais investigados, para que a tendência de redução da variabilidade de resistência com o aumento do tamanho do corpo de prova seja evidenciada.

Como a realização de ensaios em corpos de prova de elevadas dimensões, tanto em laboratório como em campo, é de difícil, lenta e onerosa execução, foi proposta, por Junqueira et al. (2008), uma equação que correlaciona a resistência à compressão simples de um corpo de prova de diâmetro (d) qualquer com a resistência à compressão simples do corpo de prova de diâmetro usualmente adotado em laboratório, para uma dosagem específica (EQUAÇÃO 2.4).

$$\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{c150}} = 0,9821 \left(\frac{150}{d} \right)^{0,2568} \quad (2.4)$$

em que:

d – diâmetro do corpo de prova de CCR (mm);

σ_{cd} – resistência à compressão simples do corpo de prova de CCR de diâmetro d (MPa);

σ_{c150} – resistência à compressão simples do corpo de prova de CCR de 150 mm de diâmetro (MPa).

Contudo, a Equação 2. 4 deve ser usada com cautela, pois foi deduzida a partir da equação da curva de regressão potencial que melhor se ajustou aos resultados dos ensaios feitos pelos citados autores, para uma determinada dosagem de CCR. O mais prático seria trabalhar com porcentagens de redução do valor de resistência à compressão simples dos corpos de prova padrão para os corpos de prova considerados homogêneos para esta variável.

Junqueira et al. (2008) encontrou, para o módulo de elasticidade do CCR, os valores apresentados na Figura 2. 11, os quais apresentaram maior variabilidade do que os valores de resistência à compressão uniaxial (simples) tanto para um dado tamanho de corpo de prova como de um corpo de prova menor para outro maior.

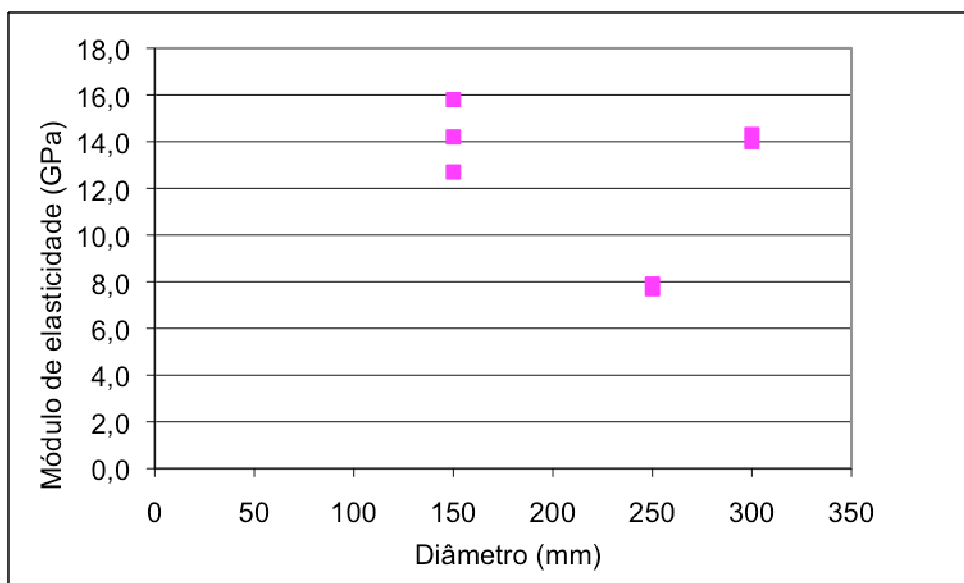


Figura 2. 11 – Gráfico comparativo dos valores de módulo de elasticidade de corpos de prova cilíndricos de CCR moldados de dimensões variadas

Ressalta-se que, embora não se perceba pela observação das Figuras 2. 10 e 2. 11, para cada tamanho de corpo de prova foram feitas, no mínimo, duas determinações de módulo de elasticidade e três de resistência à compressão uniaxial. Portanto, ocorreu a sobreposição de pontos de valores, mostrando a repetição de alguns valores e a variabilidade de outros. Percebe-se pela Figura 2. 10 que os valores de módulo de elasticidade secante do CCR apresentaram uma média de 12 GPa e uma variação de mais ou menos 4 GPa.

2.5 COMPORTAMENTO TENSÃO_{vs}.DEFORMAÇÃO DO CCR

A nível de mistura, o CCR, como todo concreto, é um material heterogêneo ou polifásico, isto é, é um material constituído por diferentes fases que juntas proporcionam características semelhantes em todas as direções do material.

Se as fases constituintes do CCR forem analisadas separadamente e comparadas com as de outros concretos, pode-se dizer que a argamassa de um CCR apresenta baixa resistência coesiva (devido à elevada relação água/cimento) e que os agregados graúdos são de dimensões elevadas e intertravados mecanicamente entre si (devido ao processo de compactação de campo, por meio de rolos vibratórios, ou de laboratório, por meio de vibração externa sobre mesa vibratória). Além disso, o CCR apresenta, também, uma zona de transição, na interface entre o agregado graúdo e a argamassa, porosa, a qual proporciona baixa interação físico-química entre as fases argamassa e agregado.

Quanto maior a relação a/c menor a resistência da argamassa, que passa a governar a resistência do concreto quando sua resistência se torna igual ou menor à da zona de transição na interface com o agregado graúdo do concreto (geralmente esta zona de transição é a fase menos resistente do concreto). Neste caso, o esforço de se aumentar as forças de interação físico-químicas entre a argamassa e o agregado graúdo pela escolha da textura, formato e tipo de mineral deste agregado, em nada altera a resistência do material.

Além disso, estudos mostram que a resistência do concreto frente aos esforços solicitantes normalmente encontrados em estruturas é maior do que a da argamassa isoladamente, o que, de acordo com Kaplan apud Neville (1977), indica que o intertravamento mecânico dos agregados graúdos contribui para a melhoria da resistência do concreto.

2.5.1 Comportamento frente à compressão uniaxial (simples)

A resistência à compressão uniaxial é determinada a partir do ensaio de compressão uniaxial (simples), especificado pela norma NBR 5739 (ABNT, 1994), que é o ensaio mais freqüentemente utilizado na determinação da resistência do concreto devido à relativa simplicidade de execução deste ensaio.

Neste ensaio, a resistência à compressão uniaxial (simples) corresponde à carga de ruptura da amostra, expressa por:

$$\sigma_c = q_u = P / A \quad (2.5)$$

em que,

$\sigma_c = q_u$ é a resistência à compressão uniaxial máxima ou última em kN/m²;

P é a carga de ruptura em kN;

A é a área da seção transversal inicial do corpo de prova cilíndrico de CCR em m².

Uma idade prevista para se obter a resistência à compressão simples do CCR para barragens deve ser no mínimo igual a 90 dias, pois o desenvolvimento de resistência nos primeiros meses é relativamente baixo devido ao uso de aditivos polifuncionais e ao baixo consumo de cimento, o qual muitas vezes é combinado com materiais pozolânicos e materiais pulverulentos.

Como apresentado no Apêndice C, para o CCR feito de acordo com a abordagem da tecnologia de concreto, em que o volume de pasta excede o volume de vazios entre o agregado, a resistência à compressão é função da relação água/cimento mais material pozzolânico (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Para misturas de CCR preparadas de acordo com a metodologia da mecânica dos solos, em que a pasta de cimento pode não preencher os vazios entre o agregado, a máxima resistência à compressão uniaxial para uma dada dosagem é obtida com o teor de água ótimo relativo ao peso específico máximo, o qual, por sua vez, é obtido pelo controle do grau de compactação em campo. O grau de compactação é influenciado pelo peso, pela vibração e pelo número de passadas do rolo vibratório (GRAÇA, 2005).

Os valores de resistência à compressão simples, encontrados na literatura técnica, para CCR, são bastante variáveis. Contudo, segundo Andriolo (1998), aos 90 dias de cura o CCR pode apresentar resistência variáveis, de acordo com a dosagem utilizada, dentro da faixa de valores de 6 MPa a 20 MPa.

Com relação ao comportamento tensão vs. deformação, o CCR apresenta algumas diferenças com relação ao concreto convencional, pois o CCR é um concreto que apresenta maior quantidade de micro e macro-poros na matriz argamassa e maior quantidade de micro-fissuras e micro-defeitos estruturais na zona de transição na interface entre a argamassa e os agregados graúdos. Isto faz com que o avanço da microfissuração interna no CCR ocorra para níveis de tensões menores.

A Figura 2. 12 mostra o comportamento tensão vs. deformação não linear do concreto convencional frente à compressão uniaxial (simples).

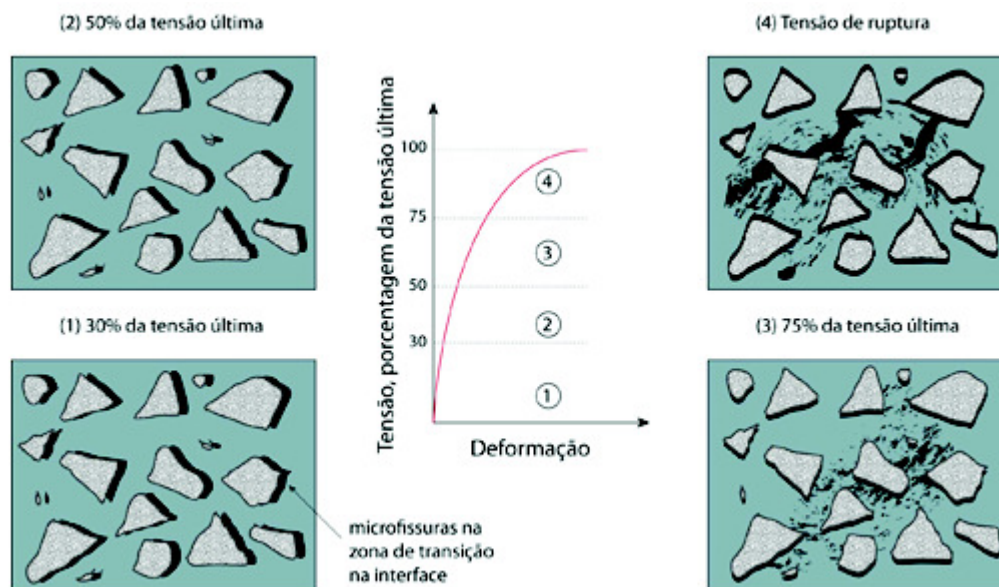


Figura 2.12 – Representação do comportamento tensão vs. deformação do concreto convencional sob compressão uniaxial (GLUCKLICH, 1968 apud MEHTA e MONTERIO, 2008)

As quatro regiões da curva tensão vs. deformação do concreto são descritas na sequência:

- região 1, com tensões abaixo de cerca de 30% da tensão de ruptura, em que as fissuras da zona de transição na interface permanecem estáveis e a curva tensão vs. deformação permanece linear;
- região 2, com tensões entre 30% e 50% da tensão de ruptura, em que as microfissuras na zona de transição começam a aumentar de forma estável e a curva tensão vs. deformação se distancia sensivelmente de uma linha reta. Neste estágio, a fissuração da matriz é insignificante;
- região 3, com tensões entre 50% e 75% da tensão de ruptura, em que a microfissuração na zona de transição se torna instável e aumenta a proliferação e propagação das fissuras na matriz, fazendo com que a curva tensão vs. deformação se incline consideravelmente para a horizontal;
- região 4, com tensões acima de 75% da carga de ruptura, em que deformações muito intensas se desenvolvem, indicando que o sistema de fissuração está se tornando contínuo por causa da rápida propagação de fissuras na matriz e na zona de transição na interface.

Acredita-se que em CCR a maior quantidade de vazios possibilita a formação e propagação de fissuras com maior facilidade, isto é, para níveis de tensões mais baixos do que os encontrados

em concreto convencional. Isto faz com que a curva tensão vs. deformação em CCR se distancie de uma linha reta mais facilmente, alterando o valor das propriedades de resistência e deformabilidade do material (FIGURA 2. 13). Este comportamento é intensificado com o aumento do tamanho corpo de prova ensaiado, pois aumentam-se os espaços vazios no interior do corpo de prova.

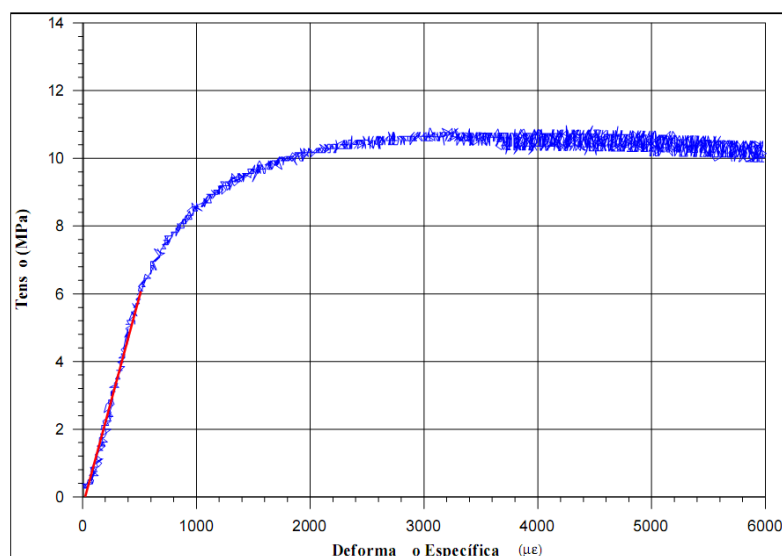


Figura 2. 13 – Curva tensão vs. deformação do CCR estudado por Lima (2006)

Uma amostra cilíndrica de concreto ensaiada à compressão uniaxial (simples) sofre deformações axiais e radiais. A deformação axial é expressa como:

$$\epsilon_{ax} = \Delta L / L \quad (2. 6)$$

e a deformação radial é expressa como:

$$\epsilon_{rad} = \Delta D / D \quad (2. 7)$$

em que,

ΔL é a variação do comprimento da amostra;

ΔD é a variação do diâmetro da amostra.

Considerando que o nível de tensão é limitado a um carregamento aplicado para o qual não ocorre início de propagação de fissuras, pode-se admitir que existe proporcionalidade entre as

tensões e as deformações, isto é, considera-se que o material está em regime elástico linear (região 1 da Figura 2. 12) e, portanto, vale a lei de Hooke.

Para materiais homogêneos, isotrópicos, elásticos e lineares, a lei de Hooke generalizada é dada pela Equação 2. 8 em forma de equação matricial. Neste caso, o coeficiente de Poisson seria constante e estaria compreendido entre 0 e 0,5. Entretanto, este valor só pode ser considerado constante até um determinado nível de carregamento, enquanto não há formação ou desenvolvimento de fissuras.

$$\begin{vmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{vmatrix} = \frac{E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \begin{vmatrix} 1-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu / 2 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{vmatrix} \quad (2. 8)$$

O módulo de elasticidade expressa a relação entre a tensão normal aplicada sobre a amostra e a conseqüente deformação desta amostra provocada por esta tensão para valores dentro da faixa elástica do material (EQUAÇÃO 2. 9).

$$E = \sigma / \epsilon \quad (2. 9)$$

Um valor de módulo de elasticidade relativamente baixo é desejado nas misturas de concreto massa para se reduzir o potencial de ruptura do material. Isto tem ocorrido em misturas de CCR com alto teor de materiais finos, como os valores encontrados na literatura técnica de 13 a 15 GPa.

O coeficiente de Poisson expressa a relação entre as deformações radiais e as deformações axiais que ocorrem nos materiais ao serem submetidos a carregamentos axiais (EQUAÇÃO 2. 10). Valores deste coeficiente pro CCR situam-se em torno de 0,17 a 0,22 (ANDRIOLO, 1998, p. 224).

$$\nu = -\epsilon_{\text{rad}} / \epsilon_{\text{ax}} \quad (2. 10)$$

Estes parâmetros podem ser obtidos por meio do ensaio de compressão uniaxial (simples) em corpos de prova de concreto instrumentados com medidores de deformações axiais e radiais, como mostrado no item 3. 2. 6. 3.

O módulo de elasticidade é determinado a partir de dois pontos da curva tensão vs. deformação e é designado de módulo de elasticidade secante quando é obtido entre 0,5 MPa de tensão axial e cerca de 40% da tensão de ruptura. O coeficiente de Poisson será, portanto, a relação entre as deformações radiais e axiais para este nível de carregamento.

O módulo de elasticidade tangente inicial corresponde à inclinação do gráfico tensão vs. deformação na origem, como mostrado pela reta em vermelho na Figura 2. 13.

Espera-se que quanto maior o tamanho do corpo de prova de CCR maior será a quantidade de defeitos micro-estruturais, o que pode afetar não só a resistência, mas, também, o módulo de deformação do CCR.

2.5.2 Comportamento frente à tração

O comportamento tensão vs. deformação do CCR na tração é semelhante ao da compressão uniaxial, porém com valores bem menores, pois o estado de tensão da tração tende a interromper fissuras muito menos freqüentemente do que estados de tensão à compressão.

A diminuição da freqüência de contenção das fissuras significa que a ruptura na tração é causada por poucas fissuras unidas e não por numerosas fissuras, como acontece nos estados de tensão de compressão (CHEN APUD MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 71).

O ensaio de tração por compressão diametral tenta simular a situação de campo em que o material rompe por tração estando submetido a esforços de compressão, contudo, no ensaio, o plano de ruptura da amostra é imposto pelas condições de ensaio e a ruptura é produzida por um estado de tensão mais acentuadamente biaxial do que uniaxial (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p. 73). Isto faz com que a resistência à tração por compressão diametral seja superior à resistência à tração direta (RIBEIRO; NOGUEIRA; MARINO, 1998, p. 313).

As melhorias das propriedades físicas do concreto (como a redução da relação a/c e o controle rigoroso do procedimento de fabricação do concreto) proporcionam maiores benefícios à resistência à compressão do que à resistência à tração. Isto ocorre devido ao fato de que a resistência à tração do concreto depende da melhoria das características da zona de transição na interface entre a argamassa e o agregado graúdo, o que só pode ser feito aumentando-se as forças de interação físico-químicas reduzindo-se a porosidade entre estas duas fases.

As dimensões dos corpos de prova não influenciaram significativamente nos resultados dos ensaios de resistência à tração direta (simples) realizados no trabalho de Cupertino et al. (2007) em corpos de prova de concreto convencional. Porém, na compressão diametral, além da forma de propagação das tensões, outros fatores, como a quantidade de poros no interior da argamassa e da zona de transição, podem interferir diretamente sobre os valores de resistência à tração do concreto, especialmente do CCR.

A resistência à tração por compressão diametral consiste basicamente na determinação da tensão máxima de tração que ocorre no momento e no plano de aparecimento da fratura diametral primária após a aplicação de carregamento compressivo ao longo da geratriz do corpo de prova cilíndrico. A tensão de compressão produz uma tensão de tração transversal, que é uniforme ao longo do diâmetro vertical.

Esta tensão máxima de tração pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$\sigma_t = 2P / \pi DH \quad (2.11)$$

em que,

σ_t é a resistência à tração por compressão diametral;

P é a carga correspondente ao aparecimento da fratura diametral primária;

D é o diâmetro da amostra;

H é a altura da amostra.

Assim como na resistência à compressão, a resistência à tração tanto do CCR como do CCV depende do consumo de material cimentício e da idade do concreto. Resultados mostram que a resistência à tração direta (simples) média do CCR situa-se em torno de 5% a 10% de sua resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração por compressão diametral do CCR situa-se em torno de 10% a 15% da sua resistência à compressão (RIBEIRO; NOGUEIRA; MARINO, 1998, p. 312, 313).

2.5.3 Comportamento frente à compressão triaxial (confinada)

O ensaio de compressão triaxial, descrito no item 3. 2. 6. 5, segue as especificações do documento: Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression – International Society for Rock Mechanics – ISRM, 1977.

A resistência à compressão triaxial consiste, basicamente, na determinação da máxima tensão desviadora que pode ser aplicada sobre um corpo de prova cilíndrico de CCR para uma dada tensão de confinamento atuante ao redor do corpo de prova.

Na ruptura o estado de tensões é dado por:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma \quad (2.12)$$

em que,

σ_1 é a pressão axial aplicada na amostra;

$\sigma_3 = \sigma_2$ é a pressão confinante aplicada na amostra;

$\Delta\sigma$ é a tensão desviadora aplicada na amostra.

De acordo com a Figura 2. 14 a, percebem-se algumas regiões típicas de comportamento mecânico de material rochoso e concreto sob compressão desviadora, são elas (GOODMAN, 1989):

- Região I de fechamento de micro-poros e micro-fissuras pré-existent no interior do material no início da curva tensão vs. deformação axial;
- Região II, linear e elástica ou de proporcionalidade entre as tensões e as deformações em que retirado o carregamento retomam-se as deformações iniciais;
- Região III de propagação estável de fissuras em que a curva começa a apresentar uma curvatura pouco acentuada;
- Região IV de propagação instável de fissuras, em que a curva tensão vs. deformação axial apresenta curvatura mais acentuada e a curva de variação de volume deixa de ser de redução e passa a ser de aumento de volume (FIGURA 2. 14 b). Nesta etapa, as

fissuras se desenvolvem até encontrar as bordas do corpo de prova, mesmo se o carregamento for interrompido bruscamente;

- Percebe-se, também, que ocorre uma mudança de direção na curva deformação volumétrica vs. deformação axial, o que indica que o material inicia o processo de rearranjo de sua estrutura para suportar novos incrementos de tensão desviadora. Se este rearranjo, para suportar maiores incrementos de carga, causar expansão ou aumento do volume do corpo de prova (deformações volumétricas negativas), então este comportamento será chamado de “dilatância”. Contudo, para a maioria dos materiais frágeis, como é o caso do CCR, quando o corpo de prova apresenta sinais de expansão o material não resiste e rompe-se.
- Região V ou fase de formação de microfissuras pela união de microfissuras ou formação de planos de cisalhamento. Esta etapa é percebida pelo alívio de tensões após o pico. Após a ruptura, devido à manutenção da carga, o plano de ruptura torna-se cada vez mais aparente com o conseqüente alívio de tensões;
- Isto ocorre até que o corpo de prova se deforma sem que ocorram grandes variações de tensões, neste momento tem-se a resistência residual do corpo de prova de CCR ou Região VI.

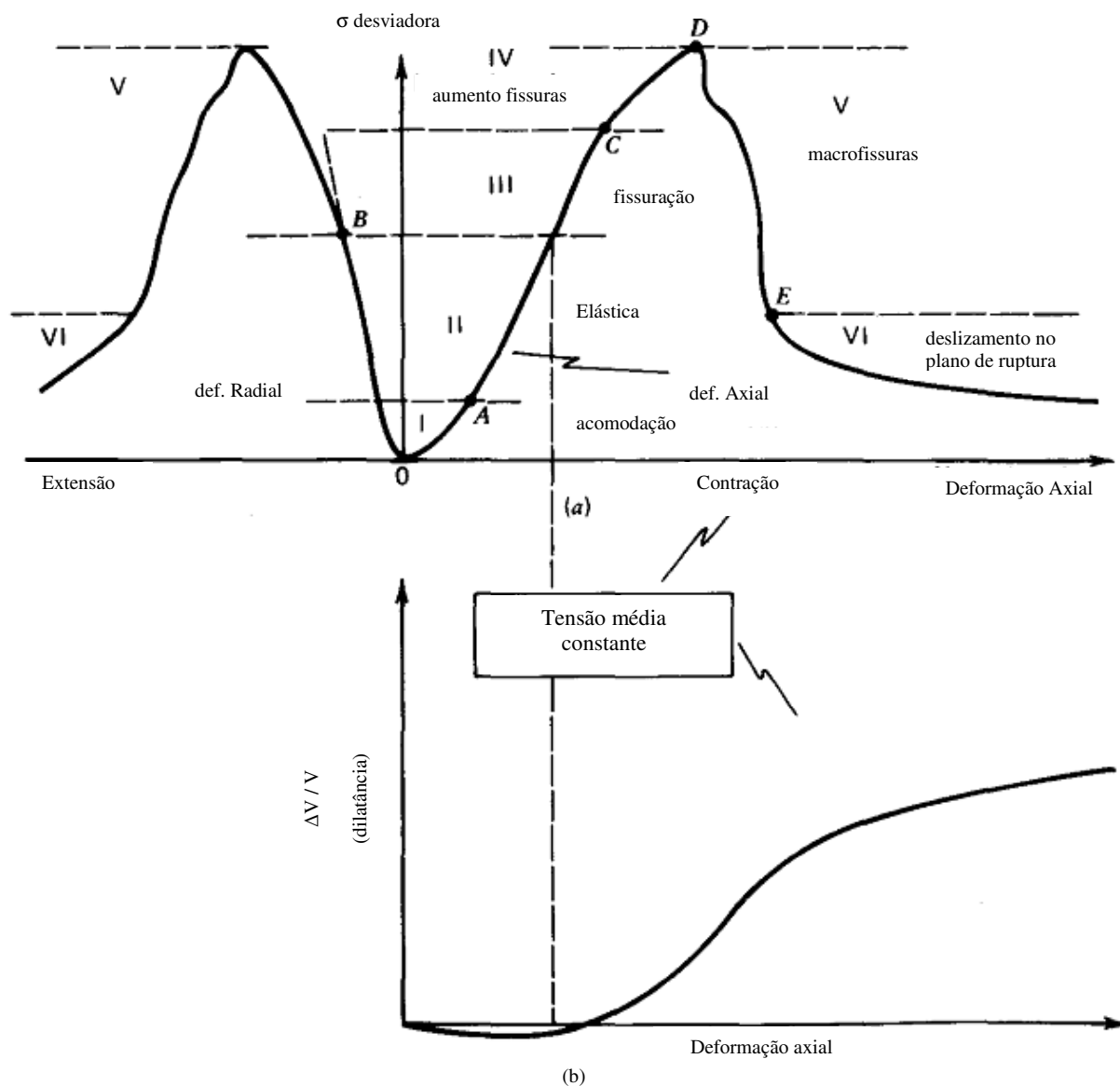


Figura 2. 14 – Deformações sob tensão desviadora crescente, com tensão média constante (curvas hipotéticas). a) deformações axial e radial para tensão desviadora crescente;
b) deformação volumétrica vs. deformação axial
(GOODMAN, 1989)

A Figura 2. 15 mostra um resultado típico do ensaio triaxial realizado em CCR em que se percebem algumas das regiões anteriormente definidas. Isto mostra que o comportamento mecânico do CCR e da rocha natural são semelhantes.

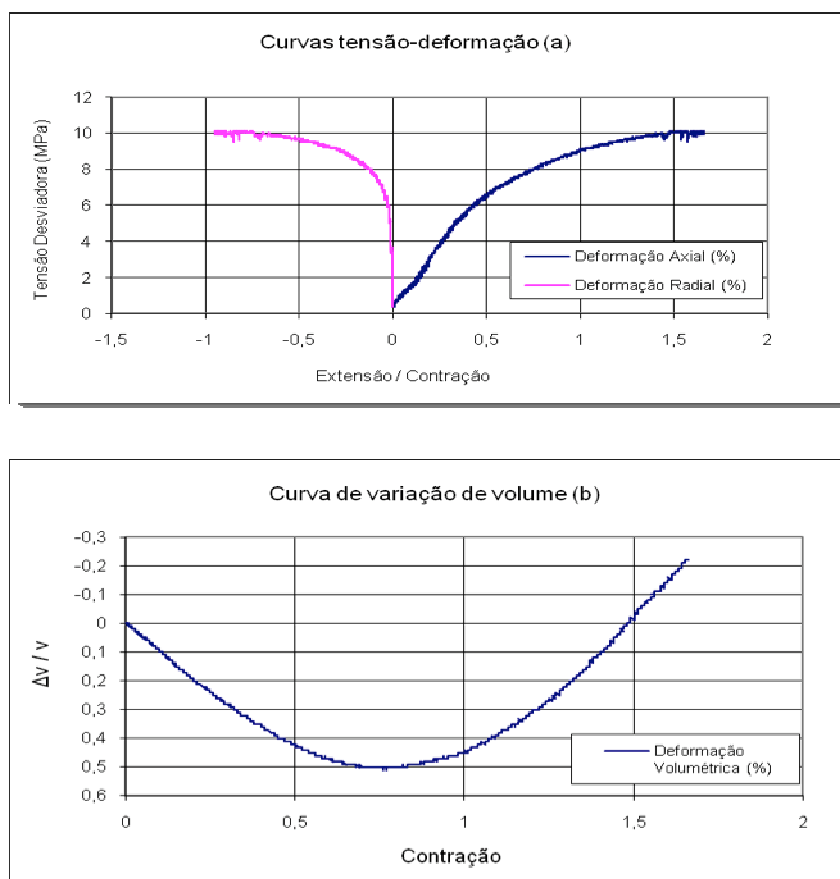


Figura 2. 15 – Resultado típico de ensaio triaxial em CCR: a) curvas tensão vs. deformação axial e radial; b) curva de variação do volume do corpo de prova (JUNQUEIRA et al. 2008)

A magnitude da tensão confinante influencia o tipo de ruptura do material. Para pequenas tensões confinantes ocorre formação de planos de ruptura verticais e poucos planos de ruptura inclinados. Na medida em que a pressão confinante aumenta, a inclinação do plano de ruptura com relação à vertical aumenta devido às deflexões, que são deformações angulares causadas pelas tensões de cisalhamento.

Isto ocorre até que se atinja a pressão de confinamento que torna o material dúctil, isto é, o rápido declínio da capacidade de carga após a carga de pico torna-se cada vez menos acentuado até que a rocha passa a ter comportamento mecânico plástico (deforma-se sem que haja qualquer acréscimo no valor da tensão ou da capacidade de carga). Para estes níveis de tensão de confinamento tem-se a formação de várias superfícies de ruptura (corpo de prova completamente fraturado) e a redução relativa do efeito de dilatação do corpo de prova.

Segundo Lima (2006), quanto maior a tensão confinante mais dúctil é o CCR. Ainda segundo este autor, para tensões confinantes acima de 2 MPa o gráfico tensão vs. deformação deste

material não apresenta fase linear-elástica muito definida, sendo difícil a determinação do módulo de elasticidade tangente inicial (FIGURA 2. 16).

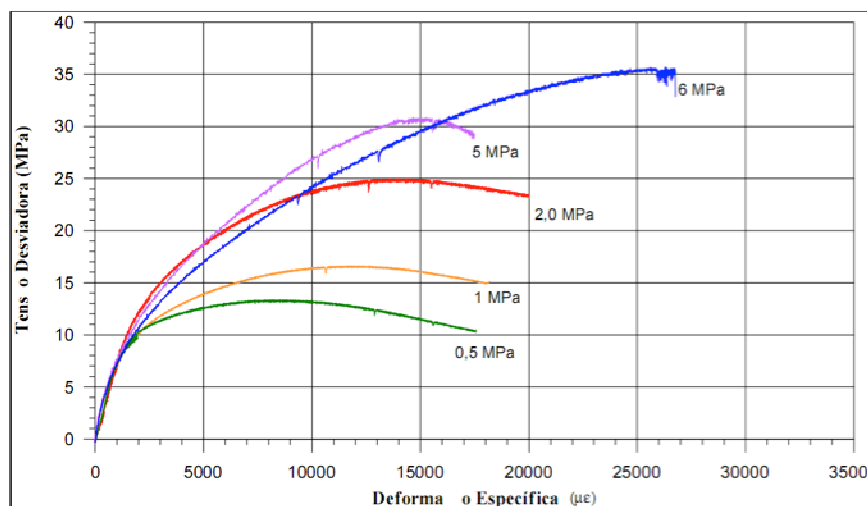


Figura 2. 16 – Curvas tensão desviadora vs. Deformação específica para tensão confinante crescente (LIMA, 2006, p. 70)

Portanto, quanto maior a pressão confinante, maior a resistência, o que possibilita a interpretação dos resultados do ensaio de compressão triaxial por meio de envoltórias de ruptura e por meio de trajetórias de tensões.

As envoltórias de ruptura são curvas que tangenciam os círculos de Mohr para tensões cisalhantes e axiais nos pontos representativos da ruptura do material definidos pela equação de Coulomb, descrita no item 2. 6. 1.

Já as trajetórias de tensões são construídas por meio da ligação dos pontos de tensão cisalhante máxima e tensão normal média dos círculos de Mohr para cada estágio de carregamento, até chegar ao círculo de Mohr de ruptura.

2.5.4 Comportamento frente ao cisalhamento direto

A resistência por atrito entre partículas pode ser demonstrada, de maneira simples, por analogia com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal, esquematizado na Figura 2. 17.

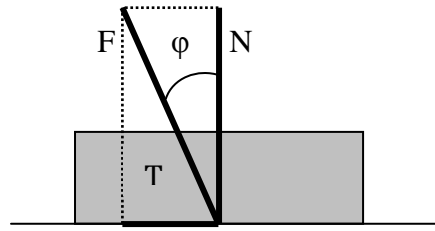


Figura 2. 17 – Atrito entre dois corpos

Sendo N a força vertical transmitida pelo corpo e T a força horizontal necessária para fazer o corpo deslizar, a qual tem que ser superior a $f \cdot N$, em que f é o coeficiente de atrito entre os dois materiais. Existe, portanto, proporcionalidade entre a força tangencial e a força normal. Esta relação pode ser também escrita da seguinte forma:

$$T = N \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2.13)$$

sendo ϕ , chamado ângulo de atrito, o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal.

Assim, a resistência ao deslizamento é diretamente proporcional à tensão normal e pode ser representada por uma linha reta, como na Figura 2. 18.

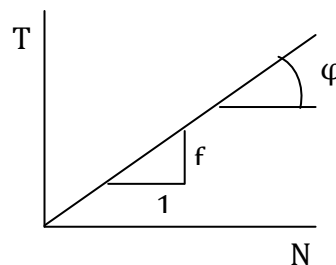


Figura 2. 18 – Resistência ao deslizamento

A resistência ao cisalhamento dos materiais granulares é essencialmente devida ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química (cimentação) entre estas partículas (ou agregado) pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e que constitui uma coesão real, como se uma cola tivesse sido aplicada entre dois corpos, a qual depende das forças de atração físico-químicas entre as partículas.

O CCR pode ser considerado um corpo granular composto de agregados graúdos e miúdos intercalados entre si, de tal forma que, ao serem compactados, proporcionam um elevado

intertravamento frente aos esforços mecânicos. Tais agregados são envolvidos pela pasta de cimento hidratada que confere ao material a cimentação ou coesão real.

No caso do CCR, a coesão depende do consumo de cimento e o ângulo de atrito interno depende da qualidade e da granulometria dos agregados e, como dito anteriormente, do Grau de Compactação (ANDRIOLO, 1998,).

O CCR é definido como uma mistura pobre ou um concreto pobre, pois a relação agregado/cimento no CCR é maior do que 20, enquanto que em concretos convencionais esta razão não passa de 10 (NEVILLE, 1997). Isto se deve ao fato de o CCR ser adequado à compactação por rolo. Sendo assim, a contribuição do intertravamento mecânico dos agregados graúdos (atrito) na resistência ao cisalhamento do CCR é maior do que a contribuição da coesão, diferentemente do que ocorre no caso dos concretos convencionais vibrados.

A resistência por coesão ocorre, inicialmente, concomitante à resistência por atrito. Ao ser superada a resistência coesiva, o que no caso do CCR ocorre para valores relativamente baixos, como, por exemplo, valores de 0,5 MPa a 3 MPa dependendo da tensão normal atuante sobre o corpo de prova, permanece a resistência por atrito até que ocorra a ruptura do material para valores de ângulo de atrito, no pico de ruptura do material, entre 35° e 55° (LIMA, 2006).

Após a ruptura do material, aparece a resistência residual (ou cinemática) por atrito com valores de ângulo de atrito menores do que os encontrados no pico de resistência (FIGURA 2. 19).

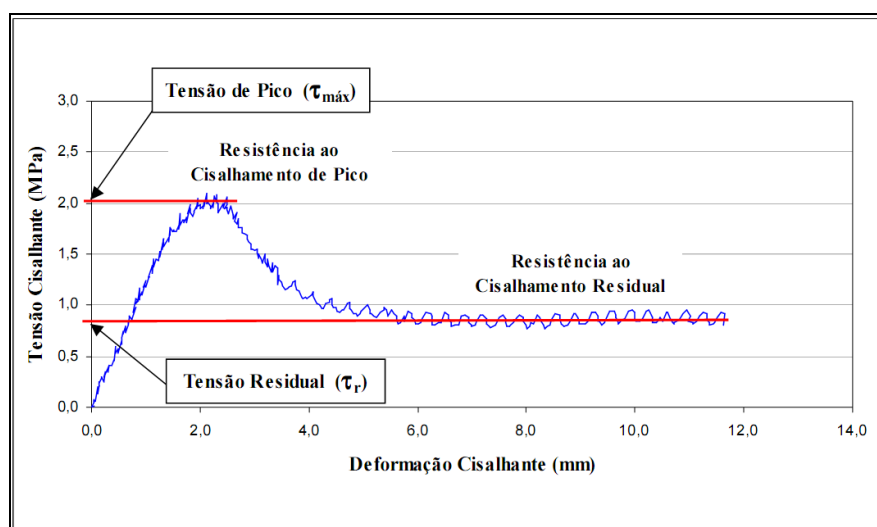


Figura 2. 19 – Gráfico genérico da curva tensão cisalhante VS. deformação cisalhante (LIMA, 2006)

Outro parâmetro importante é a resistência ao cisalhamento da junta que é sempre menor do que a do CCR intacto, pois a coesão e o ângulo de atrito da junta são sempre menores do que a coesão e o ângulo de atrito do CCR intacto. Contudo, dependendo do tratamento empregado nas juntas de construção entre camadas de CCR (tais como corte verde, limpeza da superfície da junta com ar e água sob controlada pressão e espalhamento de argamassa de berço), a resistência ao cisalhamento das juntas de construção das barragens de CCR pode se aproximar da resistência ao cisalhamento do CCR intacto e proporcionar uma ligação adequada entre as camadas de concreto antigo e novo de forma a assegurar o comportamento elástico integral do maciço das barragens de Concreto Compactado com Rolo (TRABOULSI, 2007).

As resistências ao cisalhamento das juntas de construção horizontal e do CCR intacto podem ser determinadas por meio dos ensaios de cisalhamento direto em laboratório e em campo. Resultados de ensaios de cisalhamento direto em campo podem ser encontrados em Cella (1998).

2.6 CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA

Critérios de resistência são relações entre as tensões correspondentes ao estado de ruptura de um material.

A maioria dos critérios teóricos de resistência ao cisalhamento é baseada na equação de Coulomb como o critério de Mohr-Coulomb, já os critérios de resistência empíricos são curvas ou envoltórias de resistência ajustadas aos círculos de Mohr críticos definidos pela realização de ensaios de tração, compressão uniaxial e compressão triaxial, isto é, definidos para carregamentos combinados. Na prática, o melhor procedimento no desenvolvimento de um critério de ruptura é o ajuste empírico de curva (AZEVEDO; MARQUES, 2002).

2.6.1 Critério de resistência de Mohr-Coulomb

O mais simples e o mais conhecido critério de resistência para materiais granulares foi proposto por Coulomb em 1773, que sugeriu que a resistência ao cisalhamento é composta de duas parcelas: a coesão e o atrito do material.

O critério de Mohr-Coulomb foi originalmente escrito em termos da tensão cisalhante, τ , e da tensão normal, σ , atuantes no plano de ruptura representado pelo ponto de tangência de um círculo de Mohr com a envoltória (FIGURA 2. 20).

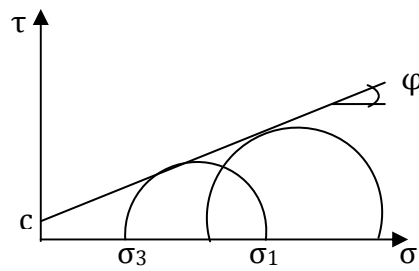


Figura 2. 20 – Critério de ruptura de Mohr – Coulomb

Desta forma, a resistência ao cisalhamento do CCR pode ser dada pela Equação de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.14)$$

em que,

τ é a resistência ao cisalhamento no plano de ruptura e no momento da ruptura;

c é a coesão;

σ é a tensão normal no plano de ruptura no momento da ruptura;

ϕ é o ângulo de atrito interno do material.

A equação de Coulomb equivale à equação da reta, em que $y = a \cdot x + b$, com $y = \tau$, $a = \tan \phi$, $x = \sigma$ e $b = c$ ou intercepto coesivo.

Contudo, este comportamento linear descrito por Coulomb não se aplica a todos os materiais, sendo necessário estudar o comportamento não linear ou linear que mais representa o material analisado. No caso do CCR, por exemplo, tem-se percebido um comportamento não linear entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal atuante em um ensaio de cisalhamento direto (FIGURA 2. 21).

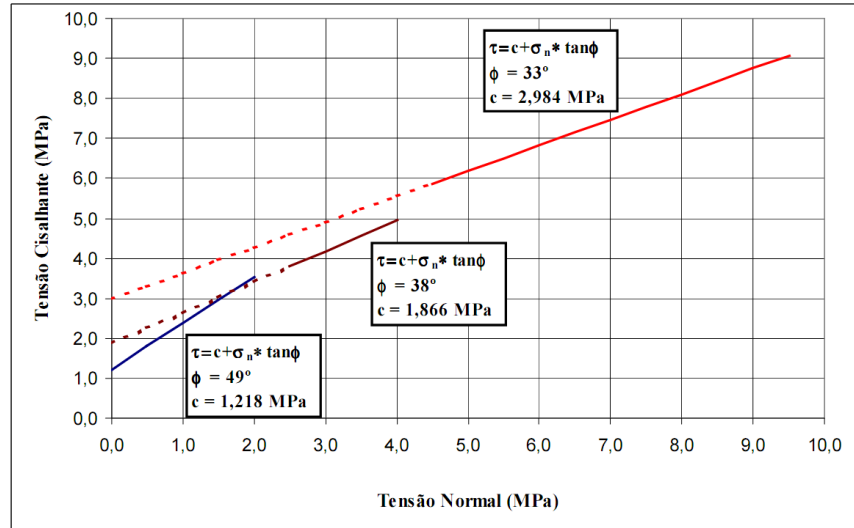


Figura 2. 21 – Variação das envoltórias de resistência com o nível de tensão normal (LIMA, 2006)

O critério de Mohr – Coulomb pode ser expresso também em virtude das tensões principais maior e menor, σ_1 e σ_3 respectivamente, como mostra a Equação 2. 15.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \left(\frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} \right) + 2 \times c \times \left(\frac{\text{cos } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} \right) \quad (2. 15)$$

A partir de uma análise por regressão linear dos valores dos ensaios sob carregamentos combinados, dispostos em termos de σ_1 e σ_3 , podem ser obtidos os parâmetros de resistência do material, como mostrado a seguir.

- $\sigma_t = \sigma_3$ para $\sigma_1 = 0$;
- $\sigma_c = 2 \times c \times \left(\frac{\text{cos } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} \right) = B$ ou termo independente da equação da reta de regressão linear;
- $m = \left(\frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} \right) = A$ ou coeficiente angular da equação da reta de regressão linear;
- $\text{sen } \varphi = \left(\frac{m-1}{m+1} \right)$;
- $\varphi = \text{arco cujo seno vale o valor anterior}$;
- $c = \frac{\sigma_c \times (1 - \text{sen } \varphi)}{2 \times (\text{cos } \varphi)}$.

2.6.2 Critério de resistência de Griffith

O critério de Griffith descreve o que acontece com o material microscopicamente.

Griffith (1924) levantou a hipótese de que a fratura de um material frágil seja provocada por concentração de tensões nas extremidades de defeitos microscópicos preexistentes no material. No caso do CCR, os defeitos microscópicos podem ser poros, fissuras preexistentes, pode ser a própria zona de transição na interface entre o agregado graúdo e a argamassa ou outras descontinuidades.

Formulado em termos das tensões principais, o critério estabelece o início da fratura para:

$$\begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma_3)^2 &= 8 \times \sigma_t \times (\sigma_1 + \sigma_3) \text{ se } \sigma_1 + 3 \times \sigma_3 \geq 0 \\ \sigma_3 &= -\sigma_t \text{ se } \sigma_1 + 3 \times \sigma_3 < 0 \end{aligned} \quad (2.16)$$

em que,

- σ_1, σ_3 são as tensões principais maior e menor, respectivamente;
- σ_t é a resistência à tração.

A Figura 2. 22 apresenta graficamente o critério de ruptura para materiais frágeis proposto por Griffith.

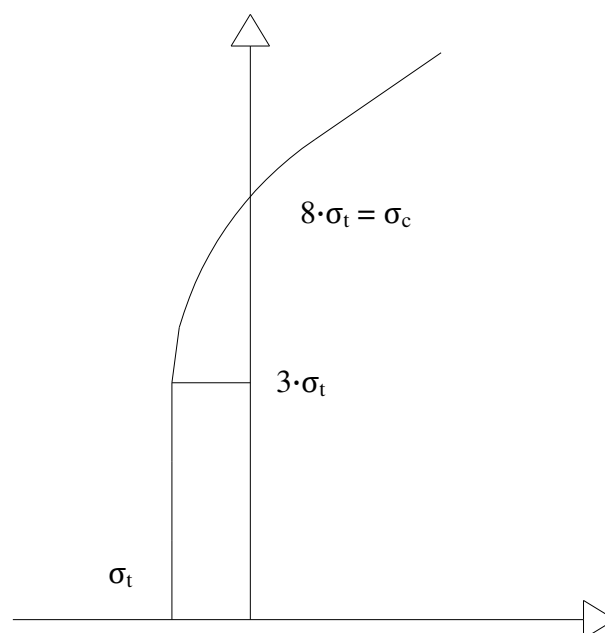


Figura 2. 22 – Critério de ruptura de Griffith no espaço das tensões principais (AZEVEDO; MARQUES, 2002)

Percebe-se, pela Figura 2. 22, que na compressão uniaxial ($\sigma_3 = 0$), a resistência à compressão uniaxial é dada por:

$$\sigma_1 = 8 \times \sigma_c \quad (2. 17)$$

O critério subestima a resistência do material, já que define como a fratura se inicia, mas não como se propaga, não admite resistência ao cisalhamento das fraturas e não tem nenhum significado físico em zonas onde ambas as tensões são de compressão, pois toda fissura é, essencialmente, gerada por tensões de tração.

2.6.3 Critério de resistência de Berg

Berg apud Neville (1977) propôs uma equação de resistência para o concreto em função das tensões principais, como mostrado na Equação 2. 18.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{pr}} = \left(1 + 2 \times K \times n_3 + K^2 \times n_3^2 - \frac{n_2^2}{c^2} - \frac{n_3^2}{c^3} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2. 18)$$

em que,

$$n_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cl}} \quad (2. 19)$$

$$n_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_{cl}} \quad (2. 20)$$

$$c = \frac{\sigma_{pr}}{\sigma_{cl}} \quad (2. 21)$$

$$K = \frac{\sigma_{pr} - \sigma_{cr}}{\sigma_{pr}} \quad (2. 22)$$

nas quais,

- σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais maior, intermediária e menor, respectivamente, no plano destas tensões principais no momento da ruptura do material;
- σ_{pr} é máxima tensão nominal no plano de ruptura no momento da ruptura;
- σ_{cl} é a resistência transversal à clivagem que é aproximadamente igual à tensão máxima de tração suportada pelo material;

- σ_{cr} é a tensão crítica no início da propagação de fissuras.

A equação de resistência de Berg só vale pro caso em que $\sigma_1 > \sigma_2 \geq \sigma_3$ e para casos em que σ_2 e σ_3 possuam valores que impeçam a superação da resistência transversal à clivagem do corpo de prova de concreto. Neste último caso, o comportamento do concreto não seria mais frágil, mas dúctil.

2.6.4 Critério de resistência de Hoek e Brown

O critério de Hoek e Brown representa uma envoltória curva e não linear que melhor se ajusta aos círculos de Mohr resultantes de ensaios triaxiais realizados em rochas, ao contrário do critério de Mohr-Coulomb que representa uma envoltória linear.

Castro et al. (1998, p. 213), após realização de ensaios triaxiais em testemunhos das ensecadeiras galgáveis de Serra da Mesa, perceberam que embora os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos pela análise dos resultados por meio do critério de Mohr – Coulomb sejam aparentemente condizentes com as propriedades previsíveis do CCR (de acordo com a bibliografia), a correlação entre os dados do ensaio é baixa, ratificando que a utilização de uma envoltória de resistência não linear, como é a envoltória definida pelo critério de ruptura de Hoek e Brown, seria mais adequada.

O critério de ruptura de Hoek e Brown é um critério empírico, pois com base em resultados experimentais de uma série de ensaios sobre rochas publicados na literatura, Hoek e Brown (1998) propuseram uma função potência para a condição de ruptura, que podeseer aplicado a rochas intactas.

O critério de ruptura proposto para rocha intacta é expresso por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \times \left[m \times \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) + 1 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.23)$$

em que,

σ_1 : tensão principal maior na ruptura;

σ_3 : tensão principal menor na ruptura;

σ_c : resistência à compressão simples da rocha intacta;

A partir da equação da reta de regressão linear que correlaciona os resultados dos ensaios triaxiais graficamente, pode-se dizer que:

$$y = m \times \sigma_c \times x + \sigma_c^2 \quad (2.24)$$

em que,

$$x = \sigma_3 \quad (2.25)$$

$$y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \quad (2.26)$$

$$\sigma_c = \sqrt{b} \quad (2.27)$$

$$m = \frac{a}{\sqrt{b}} \quad (2.28)$$

O critério de ruptura de Hoek e Brown só pode ser usado nos seguintes casos: material isotrópico quanto aos fatores que controlam a ruptura (como ocorre com o concreto, por exemplo) e estrutura analisada muito maior do que a amostra ensaiada em laboratório (uma barragem é muito maior do que os corpos de prova ensaiados para se determinar a resistência do material).

As características do critério são:

- os altos valores da constante m (15 - 25) tendem a se associar a rochas ígneas e metamórficas (rochas de ruptura frágil);
- os baixos valores de m (3 - 5) tendem a se associar a rochas carbonáticas mais dúteis;

O valor da constante m , obtida no trabalho de Junqueira et al. (2008), foi de 8,82, o que indica que o CCR, feito com a dosagem especificada naquele trabalho, tem um comportamento entre rochas de ruptura frágil e dútil.

A envoltória de resistência obtida no trabalho de Junqueira et al. (2008), por meio do critério de ruptura de Hoek e Brown com a consideração do efeito escala, situou-se abaixo dos pontos de valores de resistência à compressão triaxial feitos em laboratório em corpos de prova de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura.

Naquele trabalho, foi determinado o valor da resistência à compressão simples de um corpo de prova de 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura, obtida por meio da Equação 2.4 ou pela

consideração de um percentual de queda de resistência de 20%, como sendo igual a 6,25 MPa e um valor para a constante m igual a 8,82 (determinado por meio de ensaios triaxiais em corpos de prova de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura extraídos de um maciço experimental de CCR).

Com estes valores, o critério de ruptura de Hoek e Brown aplicado ao CCR, com a consideração do efeito escala, ficou definido conforme a Equação 2. 29.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + 6,25 \left[8,82 \left(\frac{\sigma'_3}{6,25} \right) + 1 \right]^{0,5} \quad (2. 29)$$

A redução dos valores de resistência com o aumento do tamanho do corpo de prova verificada por meio do deslocamento das envoltórias de resistência é mostrada na Figura 2. 24, em que σ_c é a resistência à compressão simples do CCR (σ_c) obtida de diferentes maneiras como descrito no gráfico.

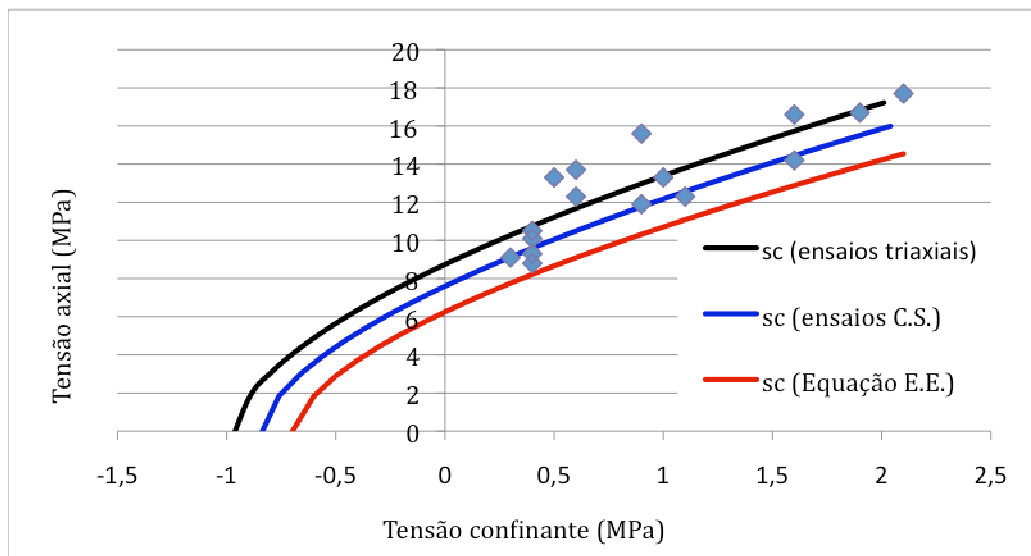


Figura 2. 24 – Redução da resistência do CCR devido ao aumento do tamanho do espécime verificada por meio do deslocamento das envoltórias de resistência para baixos pontos de valores dos ensaios triaxiais realizados em laboratório (JUNQUEIRA et al. 2008)

Deve ser observado que faltam ensaios de tração para que a envoltória possa ser refinada na região em que a tensão confinante tem valores negativos (tração). Isto melhoraria a definição da envoltória não linear de resistência do CCR em estudo frente a carregamentos combinados.

No trabalho de Junqueira et al. (2008) foi feita a modelagem da envoltória não linear de Hoek e Brown apenas para ensaios triaxiais feitos em corpos de prova extraídos. Na presente pesquisa pretende-se trabalhar com corpos de prova moldados por motivos de comparação.

2.7 MECANISMOS DE RUPTURA EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

A diversidade de tipos de carregamento é tão grande que não existe um modo de ruptura único para o corpo de prova de CCR. Os principais mecanismos de ruptura são (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p. 64):

- ruptura por flexão está relacionada ao desenvolvimento e à propagação de fraturas por tração em um material rochoso submetido à flexão;
- ruptura por cisalhamento, está relacionada à formação de uma superfície de ruptura em que as tensões de corte excedem a resistência ao cisalhamento, provocando o deslizamento do corpo de prova e produzindo uma superfície lisa com grande quantidade de partículas esmagadas pelo deslizamento. É comum em corpos de prova de concreto menos resistentes, isto é, com pequena coesão e baixo ângulo de atrito.
- ruptura por tração, inicia na extremidade de defeitos microscópicos no interior do corpo de prova e propaga até as bordas deste. A superfície caracteriza-se por ser bastante rugosa e com arestas “vivas”;
- ruptura por compressão, é um processo de ruptura bastante complexo, pois pode incluir a formação de microfraturas de tração. A propagação e a coalescência ou aglutinação das microfissuras originam uma superfície de deslizamento, caracterizada por cisalhamento.

Em um ensaio de compressão uniaxial, existe uma certa restrição ao deslocamento lateral do corpo de prova imposta pelo atrito entre o prato da máquina de ensaio e as extremidades do corpo de prova.

Dependendo da relação h/d , o efeito desta restrição pode ser maior ou menor. Quanto maior for esta restrição, o que ocorre para corpos de prova com relação h/d menores do que 1,7, maiores serão as tensões tangenciais entre o topo do corpo de prova e o prato, as quais, provocam um

desvio das tensões axiais dando origem às tensões cisalhantes. Com o incremento de tensões, as ligações físico-químicas entre os constituintes da zona de transição na interface entre o agregado graúdo e a argamassa são vencidas por forças de tração e o corpo de prova é rompido, após a propagação e conexão entre as redes de fissuras, com a formação de uma superfície de deslizamento, caracterizada por cisalhamento.

O tamanho do corpo de prova pode interferir no tipo de ruptura sofrido pelo CCR ao ser solicitado por um determinado carregamento, já que, na prática, os diversos esforços ocorrem simultaneamente. Tomando o exemplo do ensaio de compressão uniaxial, dependendo do volume do corpo de prova ensaiado a ruptura do material pode ser caracterizada por cisalhamento, isto é, mantendo-se o índice de esbeltez (H/D) igual a dois para corpos de prova cilíndricos, quanto menor o corpo de prova ensaiado maior o volume do testemunho que estará sob o efeito biaxial e menor o volume que estará sob o efeito de compressão uniaxial, como mostrado na Figura 2. 25 (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p.67).

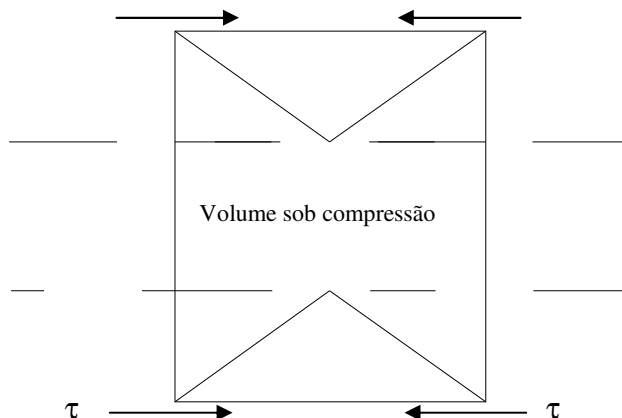


Figura 2. 25 – Representação das tensões existentes em um corpo de prova submetido à compressão uniaxial (simples) (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p.70)

Após a ruptura do corpo de prova, os tipos ou formatos apresentados por estes mecanismos de ruptura, a partir de ensaios de compressão simples ou triaxial, podem ser de três tipos (Figura 2. 26) (AZEVEDO; MARQUES, 2002, p. 70):

1. Fendilhamento ou clivagem axial: as fraturas são desenvolvidas na direção paralela ao carregamento axial;
2. Cisalhamento: a ruptura ocorre ao longo de uma fratura inclinada com relação ao carregamento axial;

3. Cataclase: a ruptura origina cones, formados pela interseção de fraturas inclinadas em direções diferentes.

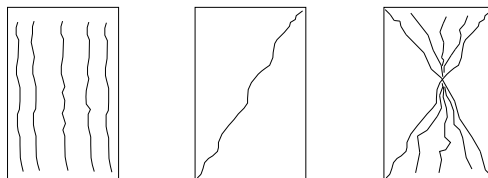


Figura 2. 26 – Tipos de ruptura comumente observados em ensaios de compressão (simples e triaxial)
(AZEVEDO; MARQUES, 2002, p.70)

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

A metodologia mostra o planejamento e o controle realizados no início e durante o trabalho para se alcançarem os objetivos propostos. Para tanto, são descritos os materiais e os métodos utilizados no decorrer do trabalho.

3.1 MATERIAIS

A quantidade de corpos de prova, de cada tamanho, por ensaio foi determinada por meio do teste estatístico do tamanho mínimo da amostragem, descrito no Anexo A. Este teste estatístico parte do princípio de que se conhece a variância dos dados a serem analisados, como no caso desta pesquisa que se baseou no trabalho de Junqueira et al. (2008) e, portanto, possui uma amostragem preliminar. A quantidade de corpos de prova de Concreto Compactado com Rolo (CCR) cilíndricos, moldados, por ensaio, ficou definida conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Quantidade de corpos de prova por ensaio

Diâmetro (mm)	C. Simples	C. Triaxial	C. Diametral	C. D. Intacto	TOTAL
100	4	4	4	-	12
150	9	9	3	-	21
200	9	-	3	-	12
250	9	-	3	-	12
300	9	-	3	6	18
TOTAL	40	13	16	6	75

Obs. 1: Compressão (C.); Cisalhamento Direto em CCR sem junta (C. D. Intacto).

Obs. 2: Todos os corpos de prova foram moldados com relação H/D = 2, exceto no caso dos corpos-de-prova ensaiados ao Cisalhamento direto que tiveram relação H/D = 1.

Para se reproduzir o concreto utilizado por Junqueira et al. (2008), foram adquiridos os mesmos materiais provenientes dos mesmos fornecedores. Os agregados graúdo, miúdo e pó de pedra, todos de tipo litológico Granito (APÊNDICE A), foram adquiridos na Pedreira Anhanguera, o cimento CP II F – 32 foi adquirido no comércio local, rede de materiais de construção em Goiânia, e o aditivo polifuncional Mastermix 390 N da BASF.

Os materiais foram estocados em baías e em tambores devidamente tampados e protegidos das intempéries (FIGURA 3. 1).



Figura 3. 1 – Agregados estocados em tambores devidamente identificados

3.1.1 Caracterização dos materiais

A caracterização dos materiais foi feita segundo os padrões técnicos e especificações das Normas Brasileiras (ABNT) e procedimentos de ensaios do Laboratório de Concreto de FURNAS em Aparecida de Goiânia.

3.1.1.1 Caracterização dos agregados

Os agregados grão e miúdo foram caracterizados em termos de massa específica NBRNM 52 (ABNT, 2003) e NBRNM 53 (ABNT, 2003), absorção NBRNM 30 (ABNT, 2001), granulometria NBRNM 248 (ABNT, 2003) e teor de material pulverulento NBRNM 46 (ABNT, 2003).

A preparação das amostras para cada ensaio seguiram as especificações da NBRNM 26 (ABNT, 2001) Agregados – Amostragem e NBRNM 27 (ABNT, 2001) Agregados – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório.

A massa específica dos agregados foi determinada pela divisão da massa pelo volume dos agregados. O volume dos agregados miúdos foi determinado através do deslocamento de água no frasco de Chapman após a adição de 500g de material seco, pesada em uma balança com capacidade de 34000 g e precisão de 0,1 g.

O ensaio de absorção do agregado graúdo consistiu das seguintes etapas: saturação dos agregados por 24 horas em água fervente (105 ± 5 °C), determinação da massa de agregado na condição Saturada Superfície Seca (S. S. S.), pesagem submersa, secagem novamente do agregado em estufa por 24 horas à temperatura de 105 ± 5 °C e, por fim, determinação da massa do agregado seco. A diferença percentual entre as massas dos agregados saturados e secos indica a absorção de água dos mesmos.

A granulometria dos agregados foi determinada da seguinte forma: montaram-se as peneiras na ordem crescente de aberturas, a partir da 0,150 mm até a 9,5 mm para agregados miúdos e da 4,75 mm até a 50 mm para agregados graúdos, e em seguida foram submetidas ao processo de peneiramento utilizando-se agitadores apropriados por um período aproximado de 15 minutos; foi feita a pesagem do material retido em cada peneira. Com os dados obtidos, geraram-se os gráficos de porcentagem que passa e porcentagem retida acumulada. O módulo de finura dos agregados foi determinado através da soma das percentagens retidas acumuladas nas peneiras de série normal, conforme NBR 5734 (ABNT, 1984), e dividindo-se o resultado por 100.

A areia oriunda da pedreira apresentou módulo de finura (M. F. = 3,17) maior do que o módulo de finura apresentado pela areia oriunda da britagem da pedra marroada (M. F. = 2,70), realizada no laboratório de FURNAS em Aparecida de Goiânia - GO. Por isso, foi realizada uma mistura e homogeneização dessas duas areias, com o auxílio de uma pá mecânica, e uma nova granulometria da areia resultante, na tentativa de se obter um módulo de finura mais próximo do obtido por Junqueira et al. (2008), os quais obtiveram um Módulo de Finura para a areia artificial igual a 2,79.

O teor de pulverulento foi determinado através da lavagem do material utilizando-se água corrente, após a amostra ter sido previamente secada em estufa por 24 horas (105 ± 5 °C), resfriada ao ar e pesada. Após a lavagem, os agregados foram secados novamente; Após 24 horas de secagem pesou-se novamente a amostra; A diferença entre a massa inicial e a final, em porcentagem indica o teor de material pulverulento.

A Tabela 3.2 resume os ensaios feitos na fase de caracterização dos agregados.

Tabela 3.2 – Ensaios de caracterização dos agregados

MATERIAL	ENSAIO	NORMA
Agregado Miúdo	Absorção	NBR NM 30/01
	Teor de umidade	NBR 9939/87
	Granulometria	NBR NM 248/03
	Massa Específica	NBR NM 52
	Teor de Material Pulverulento	NBR NM 46/03
Agregado Graúdo	Absorção	NBR NM 53/03
	Teor de umidade	NBR 9939/87
	Granulometria	NBR NM 248/03
	Massa Específica S.S.S.	NBR NM 53/03
	Teor de Material Pulverulento	NBR NM 46/03

3.1.1.2 Caracterização do cimento e do pó de pedra ou fíler

Foi feita a caracterização físico-química do cimento e do filler. Foi determinada a granulometria destes materiais finos pelo método do granulômetro a laser.

Os ensaios e as respectivas normas estão indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Ensaios de caracterização dos materiais finos

MATERIAL	ENSAIO	NORMA
Cimento CP II F-32	Resíduo # 200	NBR 11578/91
	Resíduo # 325	NBR 11578/91
	Tempo de Pega	NBR NM 65/2003
	Massa Específica	NBR NM 023/2001
	Área Específica	NBR NM 023/2001
	Resistência à compressão	NBR 7215/96
	Análise Química	NBR NM 10/2004
	Granulometria a Laser	-
Agregado Pulverizado	Granulometria a Laser	-
	Massa específica	NBR NM 23/98
	Superfície específica	NBR NM 76/98
	Análise Química	NBR NM 10/2004

3.2 MÉTODOS

Para se alcançarem os objetivos propostos, foram definidas as constantes e as variáveis a serem trabalhadas. Por constantes têm-se: a dosagem, o procedimento de fabricação do CCR e o procedimento de realização dos ensaios. Por variáveis têm-se: as dimensões dos corpos de prova ensaiados e os tipos de solicitações.

3.2.1 Dosagem

A dosagem utilizada no presente trabalho foi uma dosagem pré-definida, que deveria ser a mesma dosagem utilizada na pesquisa piloto, isto é, no trabalho de Junqueira et al. (2008), a qual teve como base o vasto estudo de dosagem de CCR feito por Batista (2004). Para tanto, foi muito importante a seleção e caracterização dos mesmos materiais usados na pesquisa piloto. Além disso, procurou-se obter, no presente trabalho, o mesmo módulo de finura dos agregados, obtido por Junqueira et al. (2008), pois segundo a Lei de Slater – Lyse (apud FURNAS, 1997) misturas que possuem módulos de finura iguais apresentam consumo de água iguais ou muito próximos e trabalhabilidade substancialmente iguais, mesmo tendo diferentes porcentagens de tamanhos individuais.

O consumo unitário de materiais utilizado na fabricação do CCR do trabalho de Junqueira et al. (2008) é mostrado na Tabela 3. 4.

Tabela 3. 4 – Consumo unitário de materiais utilizado por Junqueira et al. (2008)

Dosagem	Água Unitária (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Pulverizado (kg/m ³)	Brita 25 mm (kg/m ³)	Brita 50 mm (kg/m ³)	Cimento (Kg/m ³)	Aditivo Polifuncional (%)	Litologia
Pré-definida	142	1024	96	635	524	95	1,2	Granito

Obs.: Cimento CP II F – 32; Pulverizado e Areia artificiais.

No presente trabalho, fixou-se a dimensão máxima do agregado gráudo em 50 mm. Utilizou-se uma combinação de agregados gráudos de 25 mm e de 50 mm. Fixaram-se os consumos de água, de cimento e de aditivo polifuncional, conforme a Tabela 3.2. O consumo dos agregados gráudo, miúdo e pulverizado foi definido pela curva teórica de referência de Fuller ou curva cúbica e pela manutenção do módulo de finura desta composição granulométrica na tentativa de se obter o mesmo módulo de finura obtido por Junqueira et al. (2008), os quais obtiveram para a mistura de CCR um valor de Módulo de Finura de 5,15.

Finalmente, o consumo unitário de cada material utilizado para se fabricar o CCR da presente pesquisa é mostrado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Consumo unitário de materiais para a fabricação do CCR da presente pesquisa

Dosagem	Água Unitária (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Pulverizado (kg/m ³)	Brita 25 mm (kg/m ³)	Brita 50 mm (kg/m ³)	Cimento (Kg/m ³)	Aditivo Polifuncional (%)	Litologia
Pré-definida	142	1050	104	558	424	95	1,2	Granito

Obs.: Cimento CP II F – 32; Pulverizado e Areia artificiais.

3.2.2 Procedimento de produção do CCR

Com a definição do consumo unitário de cada material, foi determinado o consumo de material por betonada. Para tanto, foi calculado o volume de material necessário para se moldar o quantitativo de corpos de prova desejado, volume este que deveria ser no máximo igual a 150 l (0,150 m³) a fim de se utilizar a betoneira de 1 m³ com facilidade, isto é, sem a queda de material pra fora da betoneira.

O consumo dos agregados gráudo e miúdo por betonada passou por correções de umidade e absorção, sendo que foi necessário se alterarem as massas destes agregados de acordo com a diferença entre umidade e absorção relativa ao peso a ser corrigido de cada material. Todo acréscimo ou redução de agregado feito nesta correção foi compensado por uma redução ou acréscimo, respectivamente, na quantidade de água de mistura.

Foi utilizado o aditivo superplastificante Mastermix 390 N na quantidade de 1,2% do consumo de cimento.

Todos os materiais foram pesados em balanças calibradas e adequadas para se pesar a quantidade específica de cada componente da mistura. Foram utilizados três tipos de balanças: uma de alta precisão (0,001 g) para se pesar o aditivo, uma de precisão um pouco menor (0,01 g) para se pesarem os materiais finos (cimento e filler) e a água, e uma de precisão relativamente menor (0,1 g) para se pesarem os agregados.

Os materiais foram colocados na betoneira na seguinte sequência: primeiro os agregados gráudo e miúdo e o filler; em seguida, se colocou metade da água e acionou-se o giro da betoneira por 1 minuto. Após isto, colocou-se o cimento, o aditivo e o restante da água. Acionou-se novamente o giro da betoneira por 5 minutos.

3.2.3 Ensaios com o CCR fresco

Os ensaios feitos com o CCR fresco foram: ensaio de consistência ou ensaio Vebe com determinação do “Cannon Time” ou tempo de vibração e ensaio de massa específica. Decidiu-se por não fazer os ensaios de DMA – “Determinação da Massa e Água unitárias”, de permeabilidade e de teor de ar incorporado, devido à semelhança entre os resultados dos ensaios de consistência e massa específica do concreto fresco desta pesquisa com o concreto fresco produzido por Junqueira et al. (2008), no qual foram feitos vários ensaios com concreto fresco que servirão de parâmetro para as necessidades desta pesquisa.

O ensaio Vebe foi feito lançando-se cuidadosamente o CCR fresco em um recipiente cilíndrico de acrílico reforçado cujo volume é de 8694,9 cm³ e cuja massa é de 6401,4 g. Este recipiente foi completamente preenchido por CCR, o qual foi nivelado ao topo deste recipiente.

O recipiente cheio de CCR foi fixado a uma base vibratória de rotação de 3600 rpm $\pm$ 5 rpm. Acionou-se a vibração da mesa vibratória e o cronômetro. Determinou-se o tempo de consistência do CCR ou “Cannon Time”, isto é, o tempo percorrido para se fecharem os poros existentes na superfície lateral do cilindro de CCR.

A mesa vibratória permaneceu vibrando por 2 minutos. Após este período de tempo, analisou-se a consistência do topo do cilindro de CCR por meio de três formas: pela impressão de força com o dedo contra a superfície do topo do CCR, pela quantidade de água elevada para esta superfície devido à vibração e pelo envolvimento dos agregados graúdos pela argamassa. Além disso, observou-se o adensamento sofrido pelo CCR, que foi a diferença de alturas inicial e final da massa de CCR dentro do cilindro, antes e após a vibração (FIGURA 3. 2).



Figura 3. 2 – CCR adensado após a realização do ensaio Vebe

Após a vibração, o recipiente cilíndrico de acrílico reforçado mais o CCR adensado que estava dentro dele foram pesados na balança de precisão de 0,01 g. Subtraindo-se esta última pesagem da tara (6401,4 g), tem-se a massa de concreto.

A altura que faltava para preencher o recipiente cilíndrico de acrílico, correspondente à altura de CCR que adensou, foi completada com água e o conjunto assim obtido foi pesado. A diferença entre estas duas pesagens, recipiente com CCR e água menos o recipiente com CCR, corresponde ao volume de água em cm^3 acrescentado para preencher o recipiente cilíndrico de plástico (FIGURA 3. 3).



Figura 3. 3 – Preenchimento do cilindro de acrílico, mais CCR adensado, com água

O volume total do recipiente subtraído do volume de água acrescentada é igual ao volume de CCR.

A massa específica foi determinada dividindo-se a massa de CCR pelo seu volume em kg/m^3 , que é a massa específica real. A massa específica teórica corresponde à soma dos consumos, em kg/m^3 , de cada material utilizado na fabricação do CCR, conforme definições feitas na dosagem (TABELA 3. 5). A divisão da massa específica real pela massa específica teórica fornece o grau de adensamento do CCR, o qual deve ser próximo de 100%.

3.2.4 Moldagem e cura dos corpos de prova

Foi calculado o número de moldes, de cada tamanho, a ser moldado por betonada, sendo que o volume total destes moldes deveria ser no máximo igual a $0,150 \text{ m}^3$, incluindo-se os 20% a mais de CCR fresco que serviria para o ensaio “Cannon Density” e, também, como margem de perda de concreto durante o procedimento de moldagem dos corpos de prova.

Os moldes foram previamente lubrificados para facilitar o trabalho de remoção das fôrmas metálicas e foram posicionados e fixados sobre a mesa vibratória de moldagem.

Após a fabricação do concreto em betoneira, conforme o item 3. 2. 2, o CCR fresco foi lançado cuidadosamente, por meio de pá côncava, no interior dos moldes cilíndricos de diferentes tamanhos (FIGURA 3. 4).



Figura 3. 4 – Lançamento do CCR em moldes de diferentes tamanhos

A vibração do CCR foi feita por camadas, sendo que foi utilizada uma camada de CCR nos moldes de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, duas camadas de CCR nos moldes de 150 mm e 200 mm de diâmetro por 300 mm e 400 mm de altura, respectivamente, e foram utilizadas três camadas de CCR na moldagem dos corpos de prova de 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura.

A vibração foi feita pelo acionamento da mesa vibratória na rotação de $3600 \text{ rpm} \pm 5 \text{ rpm}$, durante 2 minutos para cada camada sem a utilização de contrapeso.

Após a vibração das camadas de todos os corpos de prova moldados em uma betonada, foi feito o acabamento do topo do corpo de prova com régua metálica (FIGURA 3. 5).



Figura 3. 5 – Acabamento do topo do corpo de prova com régua metálica de 30 cm de comprimento

Os corpos de prova assim acabados permaneciam no laboratório por três dias até serem deslocados para a câmara úmida onde ficaram por 90 dias em umidade acima de 95% e temperatura de $23 \pm 2^\circ \text{C}$.

Em câmara úmida as fôrmas metálicas foram removidas e os corpos de prova foram devidamente identificados pelo número do registro de dosagem gerado pelo laboratório de concreto. Este registro serviu para identificar as datas das dosagens, os ensaios a serem feitos com tais corpos de prova e o responsável pelo programa de ensaios (FIGURA 3. 6).



Figura 3. 6 – Corpos de prova na câmara úmida

3.2.5 Preparação dos corpos de prova para ensaio

Os corpos de prova foram retirados da câmara úmida após 90 dias de cura, tiveram suas massas específicas determinadas, pelo método da determinação da massa submersa ou princípio de Arquimedes, e foram ensaiados ainda úmidos à compressão uniaxial.

Antes do ensaio, os corpos de prova foram envolvidos por um filme de plástico e identificados (dosagem, número do corpo de prova e dimensão básica). O topo e a base dos corpos de prova de menores dimensões (100 mm e 150 mm de diâmetro) receberam capeamento com enxofre, enquanto que o topo e a base dos corpos de prova de maiores dimensões (200 mm, 250 mm e 300 mm de diâmetro) receberam capeamento com gesso pedra, devido à magnitude das forças solicitantes de tais corpos de prova durante o ensaio de compressão uniaxial.

O capeamento com enxofre seguiu o procedimento tradicional preconizado pela norma NBR 5738 (ABNT, 2003) em que se utiliza um suporte para se posicionar o corpo de prova sobre o enxofre derretido, garantindo-se: a verticalidade do corpo de prova, a perpendicularidade entre a geratriz do corpo de prova e sua base e que a superfície capeada ficou plana e sem falhas. O capeamento com gesso pedra não é detalhado pela norma citada anteriormente, mas tal norma permite a preparação das superfícies dos corpos de prova por meio do uso de outros materiais além do enxofre, desde que tais materiais sejam modeláveis, tenham aderência ao concreto e tenham resistência semelhante à do concreto, que é o que ocorre com o gesso pedra.

Para se proceder ao capeamento com gesso pedra devem-se posicionar os corpos de prova de maiores dimensões, com o auxílio de uma ponte rolante, sobre uma porção da massa de gesso pedra previamente dosada e colocada sobre o próprio prato da máquina de ensaio lubrificada com óleo. O corpo de prova é centralizado com relação ao eixo de aplicação da carga de compressão. O excesso de gesso pedra é removido por meio de uma espátula. O mesmo procedimento é feito com o topo do corpo de prova que fica em contato com o prato superior da máquina de ensaio, mas neste caso a massa de gesso pedra é colocada no centro do topo do próprio corpo de prova. Ajusta-se o prato superior da máquina sobre o topo do corpo de prova com gesso. Retira-se o excesso de gesso que cai na superfície lateral do corpo de prova com auxílio de uma espátula.

Espera-se o endurecimento do gesso pedra por 40 minutos e, então, realiza-se o ensaio de compressão uniaxial, conforme o item 3. 2. 6. 2. Tal procedimento é demonstrado na Figura 3.7.



Figura 3. 7 – Retirada do excesso de gesso pedra durante o procedimento de capeamento do corpo de prova de 300 mm de diâmetro

Ressalta-se que três corpos de prova de 150 mm de diâmetro e três de 200 mm de diâmetro foram instrumentados com medidores de deslocamento a fim de se obter o gráfico tensão vs. deformação do CCR sob compressão uniaxial. A preparação destes corpos de prova para tal

ensaio foi semelhante à preparação dos corpos de prova para o ensaio de compressão uniaxial descrita anteriormente.

Os corpos de prova moldados para a realização do ensaio de compressão diametral foram preparados de acordo com as especificações da NBR 5738 (ABNT, 2003). Os corpos de prova foram retirados da câmara úmida aos 90 dias de idade e foram ensaiados ainda úmidos. O topo e a base do corpo de prova não receberam nenhum tipo de preparo, mas nas regiões de contato entre as geratrizes dos corpos de prova e os pratos da máquina de ensaio foi posicionada uma chapa de madeira (talisca), com dimensões especificadas pela norma NBR 7222 (ABNT, 1994), para uniformizar a distribuição das tensões sobre o corpo de prova.

No caso dos corpos de prova de maiores dimensões (300 mm de diâmetro), os pratos da máquina de ensaio eram menores do que a altura dos corpos de prova e, para que as tensões fossem distribuídas uniformemente sobre tais corpos de prova, foi colocado um prisma de madeira, de comprimento maior do que a altura do corpo de prova, entre a talisca e o prato superior da máquina de ensaio. O prato inferior da máquina de ensaio foi removido, ficando a geratriz inferior do corpo de prova apoiada sobre a talisca inferior que por sua vez foi apoiada diretamente sobre a viga da máquina de ensaio que suportaria o prato inferior desta, a qual possuía comprimento superior à altura do corpo de prova (FIGURA 3. 8).



Figura 3. 8 – Preparação do corpo de prova de CCR de 300 mm de diâmetro para ser ensaiado à tração por compressão diametral

Após 90 dias de cura em câmara úmida com umidade superior a 95%, alguns corpos de prova foram preparados para o ensaio não destrutivo de determinação da velocidade de propagação de ondas geradas por pulso ultra-sônico.

Como a umidade do corpo de prova pode interferir nos resultados do ensaio de ultra-som, decidiu-se por ensaiar os corpos de prova imediatamente após serem retirados da câmara úmida. O excesso de umidade e eventuais impregnações de sujeira no topo e na base do corpo de prova foram removidos com o auxílio de uma estopa.

A fim de permitir o contato contínuo entre as faces dos transdutores e do concreto, na menor espessura possível, foi utilizado graxa de silicone como acoplante.

Foram ensaiados, ao ultra-som, três corpos de prova de cada tamanho, exceto no caso dos corpos de prova de 100 mm de diâmetro em que foram ensaiados quatro corpos de prova. Estes corpos de prova menores (100 mm de diâmetro) foram submetidos ao ensaio não destrutivo de propagação de onda antes de serem submetidos ao ensaio de compressão triaxial e os corpos de prova de maiores dimensões antes de serem submetidos ao ensaio de compressão uniaxial. Isto ocorreu apenas por questão de planejamento, devendo-se ressaltar que em ambos os casos a preparação dos corpos de prova para o ensaio de ultra-som não prejudicou a preparação dos corpos de prova para os ensaios subseqüentes.

Após a realização do ensaio, os corpos de prova de maiores dimensões, previamente separados para serem ensaiados à compressão uniaxial, foram preparados de acordo com a norma NBR 5738 (ABNT, 2003) e foram ensaiados à compressão uniaxial ainda úmidos. Por outro lado, os corpos de prova de menores dimensões (100 mm de diâmetro) foram preparados para o ensaio triaxial de acordo com as diretrizes do documento: *Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression* – International Society for Rock Mechanics – 1977. Os corpos de prova foram ensaiados à compressão triaxial secos após secagem natural.

Para o ensaio triaxial, o corpo de prova de concreto deverá ter forma cilíndrica, com relação altura/diâmetro igual a 2,0.

O topo e a base do corpo de prova devem ser planos e paralelos, com irregularidades máximas de 0,025 mm e perpendiculares ao eixo do mesmo com tolerância de 0,5 mm ao longo do corpo de prova verificada em três linhas distanciadas a 120°.

As regularizações acima descritas são executadas em dispositivo dotado de retífica com rebolo e diamantes e gabarito de aço. Não é permitido o uso de materiais de capeamento no topo e na base do corpo de prova.

A superfície lateral do corpo de prova deve ser lisa e sem orifícios. Para tanto, deve-se usar gesso pedra para tapá-los e, após a secagem deste, deve-se regularizar manualmente a superfície lateral com uma lixa, como mostrado na Figura 9. Isto é feito a fim de se evitar o rompimento da membrana que envolve o corpo de prova, no momento do ensaio, a qual estará sujeita a elevadas tensões confinantes.



Figura 3. 9 – Corpos de prova preparados para serem ensaiados à compressão triaxial

Diferentemente da preparação dos corpos de prova de dimensões variadas para os ensaios anteriormente citados, apenas corpos de prova de grandes dimensões (300 mm de diâmetro por 300 mm de altura) foram preparados para o ensaio de cisalhamento direto no CCR sem junta. Para tanto, foram moldados três corpos de prova de 300 mm de diâmetro por 600 mm de altura, os quais foram cortados ao meio, pelo emprego de serra cortante impregnada com diamante, resultando em seis corpos de prova com diâmetro e altura máximas comportadas pelos anéis da prensa servo-controlada do ensaio de cisalhamento direto, que é de 300 mm.

Após o corte, os corpos de prova foram estocados em ambiente protegido das intempéries e cobertos com sacos de aninhagem umedecidos. Contudo, como ocorreu no caso dos corpos de prova preparados para o ensaio triaxial, devido ao tempo gasto na montagem do ensaio, os

corpos de prova preparados para o ensaio de cisalhamento direto foram considerados secos ao ar no momento do ensaio.

Segundo o documento: Suggested Methods for Determining Shear Strength; Part 2. Suggested Method for laboratory Determination of Direct Shear Strength – International Society for Rock Mechanics – ISRM – 1978, não há requisitos quanto ao capeamento de topo, base e lateral dos corpos de prova para o ensaio desde que estas superfícies estejam regularizadas.

3.2.6 Ensaios com o CCR endurecido

Procurou-se estudar o comportamento mecânico de corpos de prova de CCR de diferentes dimensões frente às solicitações de compressão, tração e cisalhamento. Após a realização dos ensaios destrutivos, o formato da ruptura dos corpos de prova foi fotografado e analisado, como mostrado nos resultados deste trabalho (Capítulo 4). Realizaram-se, também, ensaios não destrutivos para se avaliar a homogeneidade dos corpos de prova ensaiados.

Todas as prensas e equipamentos ou ferramentas utilizadas durante a parte experimental deste trabalho, foram devidamente aferidas e estavam com certificado de calibração validado pelos órgãos competentes na data dos ensaios.

3.2.6.1 Ultra-som

O ensaio de ultra-som foi realizado de acordo com as diretrizes da norma NBR 8802 (ABNT, 1994) – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrasônica.

A aparelhagem utilizada para a realização do ensaio era composta por: uma central de processamento de dados (modelo TICO, fabricante PROCEQ) com mostradores digitais para realização de leituras; um circuito gerador-receptor de pulso elétrico de baixa frequência, com alta estabilidade e precisão de leitura de 0,1 ms; um circuito medidor de tempo, provido de um ajuste para descontar o tempo gasto nos cabos conectores entre o gerador-receptor e os transdutores; dois transdutores, sendo um emissor e outro receptor de pulso elétrico; cabos coaxiais que permitiram a conexão perfeita dos transdutores ao circuito gerador-receptor.

Todo este aparato foi previamente calibrado usando-se a barra de referência, que é uma peça feita de material metálico, com superfícies de acoplamento com acabamento polido e vibração do tempo de trânsito gravada.

Como dito anteriormente, os corpos de prova foram ensaiados úmidos após serem retirados da câmara úmida, com suas devidas identificações. Os transdutores foram posicionados no centro do topo e da base do corpo de prova, superfícies estas que se encontravam planas, lisas e isentas de sujeira. Foi aplicado uma fina camada de graxa de silicone entre estas superfícies e as faces dos transdutores para melhorar o acoplamento.

O arranjo de ensaio, portanto, foi de transmissão direta com determinação de onda longitudinal, isto é, com determinação da vibração que percorre o interior do corpo de prova onde o modo de vibração das partículas, em cada instante, tem o deslocamento na mesma direção da propagação do distúrbio.

A Figura 3. 10 ilustra a realização do ensaio.



Figura 3. 10 – Execução do ensaio de ultra-som em corpo de prova de CCR de 100 mm de diâmetro

A velocidade de propagação de ondas foi calculada conforme a Equação 3. 1.

$$V = \frac{L}{t} \quad (3.1)$$

em que,

V é a velocidade de propagação (m/s);

L é a distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores (m);

t é o tempo decorrido desde a emissão da onda até a sua recepção (s).

A frequência de propagação (1/s) pode ser calculada dividindo-se a velocidade de propagação (V) pela distância entre os pontos de acoplamento (L).

3.2.6.2 Compressão uniaxial (simples)

O ensaio de compressão uniaxial (simples) foi feito conforme a norma NBR 5739 (ABNT, 1994) – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto.

Resistência à compressão uniaxial (simples) apresentada por um determinado corpo de prova é a compressão máxima suportada por este dividida pela área de sua seção transversal.

O ensaio montado e pronto pra ser executado pode ser visualizado na Figura 3. 11.



Figura 3. 11 – Ensaio de Compressão Simples em um corpo de prova de CCR de 300 mm de diâmetro

Por meio destes ensaios a resistência à compressão uniaxial (simples) última de corpos de prova de diferentes tamanhos foi avaliada. Foi observado o tipo de ruptura sofrido por cada corpo de prova.

3.2.6.3 Compressão uniaxial com determinação de deformações

Este ensaio serviu para se determinarem diagramas com representações gráficas da relação tensão vs. deformação específica, em ensaios de compressão uniaxial (simples) realizados em corpos de prova de diferentes tamanhos. A partir destes diagramas foi determinado o módulo de elasticidade secante a uma tensão especificada.

O ensaio foi realizado de acordo com as especificações da norma NBR 8522 (ABNT, 2008) Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão vs. deformação.

Determinou-se a resistência à compressão (f_c) de dois corpos de prova idênticos aos usados na determinação do módulo de elasticidade, provenientes da mesma betonada, preparados e curados sob as mesmas condições de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003) e ensaiados de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 1994). O terceiro corpo de prova foi, então, instrumentado para determinação de deformação axial por meio de medidores de deslocamento elétricos resistivos do tipo EMIC (FIGURA 3. 12).



Figura 3. 12 – Corpo de prova de CCR de 200 mm de diâmetro instrumentado

Uma vez ajustado o corpo de prova, já instrumentado, à máquina de ensaio, foi aplicado um carregamento crescente à velocidade entre 0,3 MPa/s e 0,6 MPa/s, com pausas de 60 s nas tensões de 0,5 MPa e σ_n , para leitura das respectivas deformações em no máximo 30 s. Leu-se σ_n à tensões iguais a $(N/10) \cdot f_c$, com N variando de 1 a 10, até a ruptura do corpo de prova,

quando se determinou a tensão de ruptura efetiva ($f_{c,ef}$). Tal tensão de ruptura efetiva não diferiu de f_c em mais de 20%.

O diagrama tensão vs. deformação foi traçado pelos resultados médios das deformações medidas no eixo das abscissas e pelas tensões correspondentes no eixo das ordenadas (FIGURA 4. 12).

O módulo de elasticidade secante foi então calculado para cada corpo de prova instrumentado, de dimensões variadas, de acordo com a Equação 3. 2.

$$E_{cs} = \left(\frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon} \right) \times 10^{-3} = \left(\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\varepsilon_n - \varepsilon_i} \right) \times 10^{-3} \quad (3. 2)$$

em que,

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante;

σ_n é a tensão de compressão medida a 40% da tensão de ruptura;

σ_i é a tensão de compressão correspondente a 0,5 MPa;

ε_n é a deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

ε_i é a deformação específica correspondente à tensão de 0,5 MPa.

3.2.6.4 Tração por compressão diametral

O ensaio de tração por compressão diametral foi executado de acordo com o que prescreve a norma NBR 7222 (ABNT, 1994) – Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.

A aparelhagem usada foi semelhante à usada para a realização do ensaio de compressão uniaxial (simples), ou seja, os corpos de prova foram ensaiados nas mesmas prensas, devidamente calibradas.

Os corpos de prova foram moldados e curados conforme a norma NBR 5738 (ABNT, 2003). A relação altura/diâmetro foi mantida igual a dois.

O contato entre o corpo de prova e os pratos da máquina de ensaio foi dado somente ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas do corpo de prova. Foi utilizado um dispositivo complementar (um prisma de madeira) para ajustar os pratos da máquina de ensaio à altura dos corpos de prova de maiores dimensões (300 mm de diâmetro).

A execução do ensaio seguiu os seguintes passos:

- Colocou-se o corpo de prova em repouso ao longo de uma geratriz, sobre o prato da máquina de ensaio;
- Colocaram-se, entre os pratos da máquina de ensaio e o corpo de prova, duas tiras de chapa dura de fibra de madeira (taliscas) de comprimento igual à geratriz do corpo de prova e seção transversal com as seguintes dimensões: largura igual a $(0,15 \pm 0,01)$ vezes o diâmetro do corpo de prova (mm) e espessura igual a $(3,5 \pm 0,5)$ (mm).
- Ajustaram-se os pratos da máquina de ensaio até que se obteve uma compressão capaz de manter o corpo de prova em posição.
- Aplicou-se carga contínua e sem choque com crescimento constante da tensão de tração, a uma velocidade de $(0,05 \pm 0,02)$ MPa/s até a ruptura.

A Figura 8 mostra o ensaio de tração por compressão diametral em execução.

A resistência à tração por compressão diametral é calculada pela Equação 3. 3.

$$f_{t,d} = \frac{2 \times F}{d \times h} \quad (3. 3)$$

em que,

$f_{t,d}$ é a resistência à tração por compressão diametral do corpo de prova (MPa);

F é a força aplicada (N);

d é o diâmetro do corpo de prova (mm);

h é a altura do corpo de prova (mm).

3.2.6.5 Compressão Triaxial (confinada)

O ensaio de compressão triaxial ou compressão confinada foi executado segundo o documento: Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression – International Society for Rock Mechanics – 1977.

Resistência à compressão triaxial é a força máxima suportada pela amostra dividida pela área de sua seção transversal quando submetida a uma pressão de confinamento e é expressa sempre em múltiplo de Pascal, com um algarismo significativo. Seu símbolo é σ_1 (ISRM, 1977).

O número mínimo de corpos de prova a serem ensaiados é 3.

Os corpos de prova devem ser submetidos a pressões confinantes distintas, de modo a se obter uma envoltória de resistência bem definida.

Os equipamentos e materiais utilizados são:

- Sistema para execução de ensaios de compressão em rocha/concreto composto por: máquina rígida servo-controlada com capacidade de 5,0 MN e rigidez de 5,25 MN/mm controlada por sistema eletrônico, modelo STS – 1000 da Structural Behavior Engineering Laboratories, Inc. (SBEL) e gerenciada por programa da Geotechnical Consulting and Testing Systems (GCTS);
- Células de carga de 4,40 MN, 1,110 MN, 0,660 MN e 0,330 MN;
- Transdutores de deslocamento do tipo LVDT para medida das deformações axiais, circunferenciais e controle do êmbolo da máquina;
- Conjunto de espaçadores em aço com dureza HRC 45;
- Calibradores dos LVDTs.
- Paquímetro;
- Câmara triaxial para pressões de confinamento até 140 MPa.

O arranjo para ensaio pode ser visualizado na Figura 3. 13.

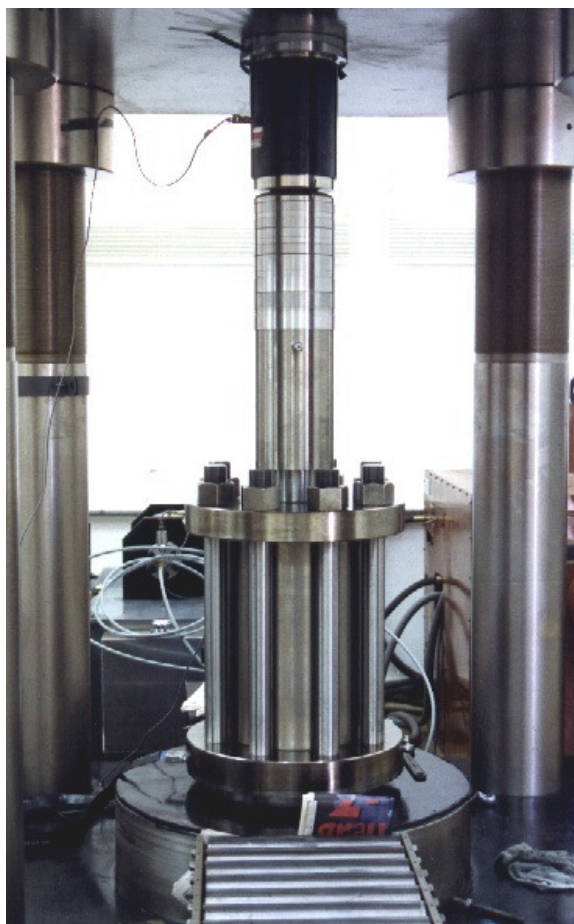


Figura 3. 13 – Arranjo para ensaio de compressão triaxial

Durante a realização de um ensaio de compressão triaxial devem ser executadas várias operações, que podem ser agrupadas da seguinte maneira:

- Calibração dos medidores;
- Preparação, medição e montagem da amostra;
- Ajuste dos medidores;
- Montagem da câmara triaxial;
- Deaeração dos intensificadores;
- Operação do programa triaxial com aplicação da pressão confinante especificada em projeto e de incrementos da pressão axial até a ruptura do corpo de prova ou até a fase de resistência residual do concreto. Como resultado, obtém-se círculos de Mohr antes e no momento da ruptura;
- Desmontagem da câmara triaxial.

Dentre outros resultados, foram calculados os valores dos módulos de elasticidade longitudinal, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade transversal ou cisalhante, para cada corpo de prova ensaiado de acordo com as Equações 3. 4, 3. 5 e 3. 6, respectivamente.

$$E_{cs} = \left(\frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon} \right) \times 10^{-3} = \left(\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\varepsilon_n - \varepsilon_i} \right) \times 10^{-3} \quad (3.4)$$

$$\nu = - \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (3.5)$$

$$G = \frac{E_{cs}}{2 \times (1 + \nu)} \quad (3.6)$$

em que,

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante;

σ_n é a tensão de compressão medida a 40% da tensão de ruptura;

σ_i é a tensão de compressão correspondente a 0,5 MPa;

ε_n é a deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

ε_i é a deformação específica correspondente à tensão de 0,5 MPa;

ν é o coeficiente de Poisson;

ε_r e ε_a são as deformações específicas radial e axial, respectivamente, obtidas no mesmo intervalo em que foi obtido o módulo de elasticidade longitudinal;

G é o módulo de elasticidade transversal ou cisalhante.

O cálculo destes coeficientes só foi possível devido à instrumentação dos corpos de prova tanto no sentido longitudinal como no sentido transversal para realização de medidas de deformações longitudinais e radiais.

3.2.6.6 Cisalhamento direto (prensa SBEL)

O ensaio de cisalhamento direto foi feito conforme o documento: Suggested Methods for Determining Shear Strength; Part 2. Suggested Method for laboratory Determination of Direct Shear Strength – International Society for Rock Mechanics – ISRM – 1978.

Este procedimento é exigido quando da realização de ensaios de resistência ao cisalhamento direto em rochas e outros materiais. O objetivo deste ensaio é o de determinar a resistência ao cisalhamento da amostra sob carregamento normal, definindo os valores de pico e residual. Resistência ao cisalhamento da amostra é a força horizontal máxima, aplicada ao longo de um plano horizontal pré-definido, dividida pela área da seção transversal do corpo de prova.

O corpo de prova poderá ter forma cilíndrica, cúbica ou outras geometrias. O diâmetro ou aresta do corpo de prova deverá ter, na superfície de cisalhamento, no mínimo 150 mm com tolerância de 5 mm. A altura do corpo de prova deverá ter no máximo 150 mm de fixação em cada anel, mais a altura do espaçamento entre anéis. O número mínimo de corpos de prova a serem ensaiados é 3 (três), sendo os ensaios realizados sob tensões normais diferentes.

O equipamento utilizado neste ensaio pode ser visualizado na Figura 3. 14.

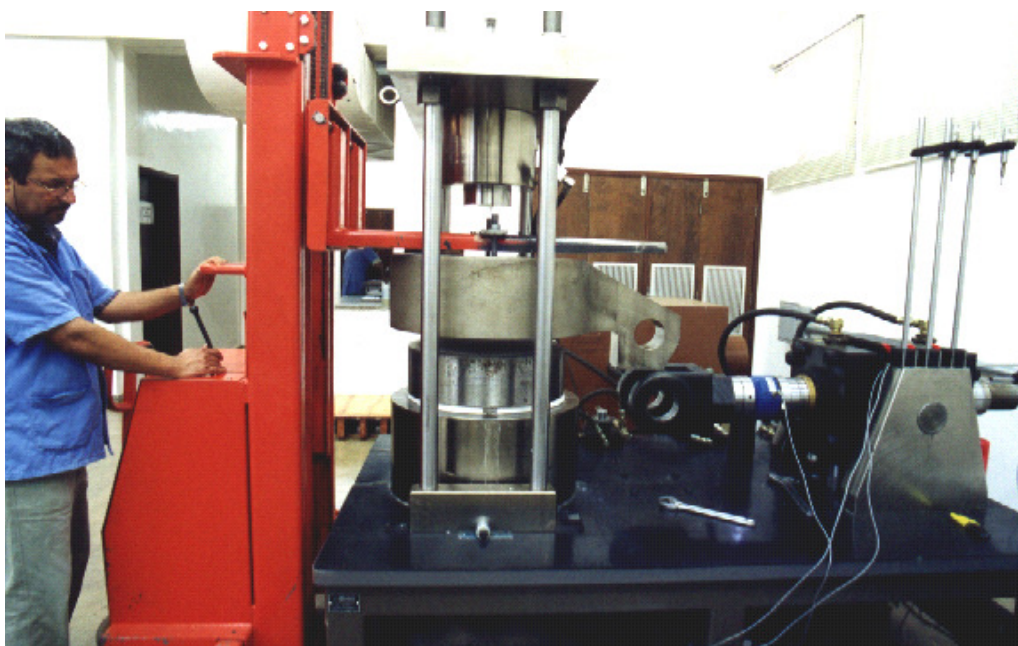


Figura 3. 14 – Montagem da prensa para ensaio de Cisalhamento Direto

A execução do ensaio pode ser descrita, resumidamente, da seguinte forma:

- Posiciona-se o corpo de prova sobre a base do anel inferior da máquina de ensaio ou sobre um calço metálico, centralizando-o e fixando a altura apropriada para a área a ser cisalhada;
- Prepara-se a argamassa de alta resistência e lança-a ao redor do corpo de prova até que o anel inferior esteja completamente cheio dessa argamassa e com a amostra de CCR no centro;

- Simula-se um plano de ruptura posicionando-se uma placa de isopor entre os anéis superior e inferior da máquina servo-controlada. Para tanto, faz-se uma abertura nesta placa de isopor de diâmetro igual ao do corpo de prova;
- Posiciona-se a caixa superior de cisalhamento;
- Posiciona-se a placa, a base dos roletes, a célula de carga da normal e a rótula;
- Instrumenta-se o ensaio posicionando-se os transdutores de deslocamento do tipo LVDT;
- Aplica-se a carga normal desejada, por meio do cilindro hidráulico da normal, e desloca-se a caixa superior da cisalhante, com o auxílio do cilindro hidráulico da cisalhante, até a ruptura do corpo de prova;
- Retiram-se do software, que gerencia a máquina servo-controlada, os valores das tensões normais e cisalhantes e das deformações.

Dentre outros resultados, obtém-se o valor da tensão cisalhante máxima para a tensão normal especificada em projeto, o que corresponde a um ponto da envoltória de resistência.

3.2.6.7 Contagem de agregados graúdos

Alguns corpos de prova foram abertos, após a ruptura, para inspeção visual de sua estrutura interna. Foi realizada a contagem do número de agregados graúdos (brita 25 mm e brita 50 mm) que compunha cada corpo de prova de cada tamanho (FIGURA 3. 15).



Figura 3. 15 – Agregados graúdos no carrinho-de-mão e argamassa no chão ao lado da marreta

O ensaio de contagem tentou encontrar diferenças nas proporções de cada fase constituinte do CCR de um corpo de prova menor para outro maior. Porém, nenhuma relação pode ser estabelecida, mesmo que, em termos absolutos, a quantidade de agregados graúdos e de argamassa encontrados em corpos de prova maiores tenha sido maior (FIGURA 3. 16).



Figura 3. 16 – Quantidade de agregados graúdos extraídos de um dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro

Um fenômeno interessante ocorrido durante a extração dos agregados graúdos foi a ruptura do CCR pela zona de transição e em seguida pela argamassa, ao ser submetido a cargas de impacto exercidas por um martelo manual. Para cada impacto do martelo manual sobre a superfície lateral do corpo de prova de CCR, abriam-se fraturas consideráveis que permitiam a separação clara e fácil do agregado graúdo e da argamassa.

3.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O conjunto dos resultados obtidos em cada um dos ensaios anteriormente descritos foi agrupado em gráficos, constituídos por sistema cartesiano, nos quais procurou-se evidenciar a variabilidade dos valores com o aumento das dimensões dos corpos de prova ensaiados. Em seguida, os valores foram normalizados em função do valor médio obtido para o corpo de prova padrão de laboratório (150 mm de diâmetro). Os dados assim obtidos foram correlacionados matematicamente por curvas de regressão.

Para a construção da envoltória de ruptura linear do material, foram utilizados os parâmetros de resistência do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, os quais são a coesão e o ângulo de atrito. A construção da envoltória de ruptura não linear de Hoek e Brown dependeu da obtenção dos parâmetros e constantes deste critério, os quais são σ_c e m , como descrito no item 2. 6. 4.

No Capítulo 5, os resultados obtidos durante a realização do presente trabalho foram analisados juntamente com os resultados obtidos durante a realização do trabalho de Junqueira et al. (2008), na tentativa de se obterem parâmetros de resistência mais precisos a partir de um maior banco de dados. Com os parâmetros assim obtidos, as envoltórias de resistência não linear (Hoek e Brown) e linear (Mohr-Coulomb) foram construídas e comparadas.