TESES E PROGRAMAS DE INVESTIGAÇÃO LNEC

BETÃO COMPACTADO COM CILINDROS

Composição e características

António Carlos Bettencourt Simões Ribeiro

TESES E PROGRAMAS DE INVESTIGAÇÃO LNEC

BETÃO COMPACTADO COM CILINDROS

Composição e características

António Carlos Bettencourt Simões Ribeiro

Licenciado em Engenharia Civil
Mestre em Engenharia de Estruturas

Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil em 1999 para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LNEC • 2004

Teses e Programas de Investigação LNEC é uma colecção editorial do Laboratório Nacional de Engenharia Civil destinada a divulgar os trabalhos de investigação realizados no LNEC e de que resultaram Teses apresentadas em concurso para Investigador Auxiliar do LNEC, Teses de Doutoramento apresentadas em Universidades portuguesas e estrangeiras, e Programas de Investigação apresentados em concurso para Investigador-Coordenador do LNEC.

Editado na mesma colecção:

TPI 25 CAPITÃO, Rui P. — *Modelação estocástica numérica e física da agitação marítima. (2003)*

TPI 26 PEDRO, João Branco — *Definição e avaliação da qualidade arquitectónica habitacional. (2003)*

TPI 27 MORAIS, Paulo J. Gil de — *Desenvolvimento de métodos aplicáveis ao ajuste de modelos dinâmicos de sistemas mecânicos. (2003)*

TPI 28 FREIRE, Paula — *Evolução morfo-sedimentar de margens estuarinas. Estuário do Tejo, Portugal. (2003)*

TPI 29 JORGE, Celeste — *Contaminação/descontaminação de solos com gasolina. Influência das características dos solos. (2003)*

Copyright © Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Divisão de Edições e Artes Gráficas
Av. Brasil, 101 - 1700-066 LISBOA

Edição 2004

TPI 30

Tiragem: 120 exemplares

Palavras-chave: Betões compactados com cilindros / Composição do betão / Propriedade físico-química / Tese / PT

Keywords: Roller compacted concrete / Mixture proportioning / Physico-chemical properties / Thesis / PT

CDU 691.327.27(043)(469)
ISBN 972-49-1994-3

691.3(043)"LNEC"/R182/86T
86602
13 07 05

RESUMO

O Betão Compactado com Cilindros (BCC) é um material utilizado principalmente na construção de barragens e pavimentos. O BCC é um betão seco consolidado por vibração externa muito potente, efectuada através dos cilindros vibradores usados na compactação de solos. Este material difere do betão convencional não só no método de colocação mas também na consistência e na composição. Na primeira parte deste trabalho faz-se um enquadramento histórico sobre a evolução do BCC, referem-se as principais vantagens e desvantagens do seu uso e abordam-se temas relativos ao fabrico, transporte, compactação e cura deste material. Em seguida apresentam-se os conceitos básicos sobre a formulação do BCC e fazem-se considerações sobre a selecção e a dosagem dos componentes. O trabalho experimental desenvolvido refere-se aos seguintes três aspectos: estudo da composição do BCC, em que se avalia a influência do tipo e da dosagem dos componentes nas propriedades do betão; características potenciais do BCC fabricado com três tipos de inerte e para três dosagens de ligante; estudo das características do betão da zona de ligação entre camadas. Relativamente aos estudos de composição conclui-se que o BCC pode ser considerado como um betão especial, com uma consistência muito seca e, quando aplicado em barragens, uma dosagem de cimento reduzida. O ligante deve incluir adições, que no caso de serem cinzas volantes podem ser usadas em dosagens semelhantes à dosagem de cimento, e o volume de pasta deve ser pequeno mas suficiente para evitar a ocorrência de vazios. Os adjuvantes podem ser úteis para melhorar o comportamento do betão. Relativamente às características potenciais do BCC, refere-se que se os materiais utilizados no fabrico do BCC forem idênticos aos que se utilizam no fabrico de betão convencional, o que em geral deve ocorrer, a diferença nas características dos betões, no estado endurecido, deve-se apenas a diferente dosagem dos componentes ou a diferente volume de vazios. São apresentadas as características de betões com resistência à compressão aos 90 dias variável entre 5,7 MPa e 41,9 MPa, determinada em provetes cilíndricos. Relativamente à caracterização do betão da zona de ligação entre camadas, indica--se que a qualidade da ligação entre camadas depende principalmente da consistência do betão, do estado de endurecimento da camada inferior quando se coloca a camada superior, e, no caso de não existir interpenetração do betão das duas camadas, da constituição e da rugosidade do betão superficial da camada inferior.

Palavras-chave: Betão compactado com cilindros; estudos de composição; propriedades do betão; ligação entre camadas.

SUMMARY

Roller Compacted Concrete (RCC) is a material used mainly in the construction of dams and pavements. RCC is a dry type of concrete consolidated by highly powerful external vibration, performed through vibrating cylinders used in the compaction of soils. It differs from conventional concrete not only as regards the placement procedure but also its consistency and composition. In the first part of this work a brief presentation is made of the historical background of RCC evolution, reference is made to the main advantages and disadvantages of its use. An approach is also made to subjects related with the manufacturing, transport, compaction and curing of this material. Subsequently, the basic concepts about RCC formulation are presented and some considerations are made about the selection and dosage of components. The experimental work developed refers to the following three aspects: mixture proportioning of RCC, in which an assessment is made of the influence of the type and dosage of components on the concrete properties; potential characteristics of RCC manufactured with three types of aggregate and intended for three dosages of binder; study of the characteristics of the concrete in the zone of interlayer union. As refers to the mixture proportioning it can be concluded that RCC can be considered as a type of concrete, with a very dry consistency and, when used on dams, it has a reduced cement dosage. The binder should include mineral admixtures, which in case they are fly ash may be used in dosages similar to the cement dosage, and the paste volume should be low but enough to avoid the occurrence of voids. The admixtures may be useful to improve the concrete performance. As regards the potential characteristics of RCC, reference should be made to the fact that if the materials used in the manufacturing of RCC are similar to those used in the manufacturing of conventional concrete, which should generally occur, the difference in the concrete characteristics, in the hardened condition, is only due to a different dosage of components or to a different void volume. Characteristics are presented of concrete with a compressive strength at 90 days ranging from 5.7 MPa to 41.9 MPa determined in cylindrical specimens. As for the characterisation of concrete of the interlayer union, mention should be made of the fact that the quality of the latter depends mainly on the consistency of the concrete and on the hardening condition of the lower layer when the upper layer is placed. In the case when there is no inter-penetration of the concrete of the two layers, it depends also on the constitution and roughness of the superficial concrete of the lower layer.

Key-words: Roller compacted concrete; mixture proportioning; properties of the concrete; interlayer union; joints.

RESUME

Le béton compacté au rouleau (BCR) est un matériau utilisé essentiellement dans la construction de barrages et de pavements. Le BCR est un béton sec consolidé par une vibration externe très puissante, effectuée moyennant des cylindres vibrateurs usés dans le tassement de sols. Ce matériau diffère du béton conventionnel non seulement par rapport à la méthode de placement mais aussi en ce qui concerne sa consistance et composition. Dans la première partie de ce travail, on présente une brève référence historique sur l'évolution do BCR, on réfère aussi les principaux avantages et inconvénients de son usage. En plus, on aborde des thèmes relatifs à la fabrication, au transport, au tassement et à la cure de ce matériau. Ensuite, on présente les concepts basiques liés à la formulation du BCR et on fait des considérations sur la sélection et le dosage des composants. Le travail expérimental développé est basé sur les trois aspects suivants: étude de la composition du BCR, dans laquelle on fait une évaluation de l'influence du type et du dosage des composants sur les propriétés du béton ; les caractéristiques potentielles du BCR fabriqué avec trois types de granulats et pour trois dosages de liant ; l'étude des caractéristiques du béton de la zone de liaison entre couches. En ce qui concerne les études de composition on conclut que le BCR peut être considéré comme un béton spécial, avec une consistance très sèche et, quand il est utilisé aux barrages, il possède un dosage de ciment réduit. Le liant devra inclure des additions, qui au cas où elles seront des cendres volantes pourront être utilisées avec des dosages pareils au dosage de ciment, et le volume de la pâte devra être réduit mais suffisant pour éviter l'occurrence de vides. Les adjuvants pourront être utilisés pour améliorer le comportement du béton. Relativement aux caractéristiques potentielles du BCR, on réfère que si les matériaux utilisés dans la fabrication du BCR sont identiques à ceux utilisés dans la fabrication du béton conventionnel, ce qui devra être généralement le cas, la différence dans les caractéristiques des bétons à l'état durci, sera due seulement à un dosage différent des composants ou à un volume différent de vides. On présente les caractéristiques de bétons avec une résistance à la compression aux 90 jours variable entre 5,7 MPa et 41,9 MPa, déterminée sur des échantillons cylindriques. La caractérisation du béton de la zone de liaison entre couches dépend essentiellement de la consistance du béton et de l'état d'endurcissement de la couche inférieure au moment du placement de la couche supérieure. Au cas où il n'y aura pas d'interpénétration du béton des deux couches, cela dépend aussi de la constitution et de la rugosité du béton superficiel de la couche inférieure.

Mots-clé : Béton compacté au rouleau ; études de composition ; propriétés du béton ; liaison entre couches; reprises.

ÍNDICES

ÍNDICE DO TEXTO

1 - JUSTIFICAÇÃO E OBJECTIVO 33

2 - INTRODUÇÃO 41

2.1 - BREVE REFERÊNCIA A DIFERENTES TIPOS DE BETÃO 41

2.2 - ENQUADRAMENTO HISTÓRICO SOBRE BCC 47

2.3 - APLICAÇÕES DO BCC E ÂMBITO DO ESTUDO 50

2.4 - PRINCIPAIS VANTAGENS DO USO DE BCC 51

2.5 - FABRICO, TRANSPORTE, ESPALHAMENTO, COMPACTAÇÃO E CURA 54

2.5.1 - Fabrico 54

2.5.2 - Transporte 58

2.5.3 - Espalhamento 60

2.5.4 - Compactação 61

2.5.5 - Cura 66

3 - ESTUDOS DE COMPOSIÇÃO 71

3.1 - OBJECTIVO 71

3.2 - CONCEITOS BÁSICOS NA FORMULAÇÃO DO BCC 74

3.3 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A SELECÇÃO E A DOSAGEM DOS COMPONENTES 79

3.3.1 – Generalidades 79

3.3.2 - Inertes 80

3.3.2.1 Máxima dimensão do inerte 83

3.3.2.2 Inertes grossos 84

3.3.2.3 - Areia 85

3.3.2.4 - Fíler 86

3.3.2.5 Granulometria dos inertes 88

3.3.3 – Ligante 92

3.3.3.1 - Tipo e dosagem de ligante 92

3.3.3.2 - Cinzas volantes 96

3.3.3.3 - Escórias de alto forno 100
3.3.3.4 - Sílica de fumo 102
3.3.3.5 - Pozolanas naturais 103
3.3.3.6 – Outros materiais 104
3.3.4 - Água 104
3.3.5 - Adjuvantes 107

3.4 - METODOLOGIAS DE FORMULAÇÃO DO BCC 109
3.4.1 - Generalidades 109
3.4.2 - Métodos Geotécnicos 113
3.4.2.1 - Método experimental para BCC pobre 113
3.4.2.2 - Método baseado na compactação de solos 113
3.4.3 - Métodos baseados na formulação de betões convencionais 114
3.4.3.1 - Método para obtenção de uns limites de consistência especificados 114
3.4.3.2 - Método alternativo ao dos limites de consistência 115
3.4.3.3 Método UC (Joaquín Díez-Cascón e Juan Polanco Madrazo) 116
3.4.3.4 - Método proposto por James Hinds (U.S. Army Corps of Engineers) 117
3.4.3.5 - Metodologia usada no Japão (RCD) 120
3.4.3.6 - Método proposto por A.H. Todres 121
3.4.4 – Comentários aos métodos apresentados 121

3.5 – ESTUDOS EXPERIMENTAIS DESENVOLVIDOS 122
3.5.1 - Estudo sobre argamassas com cinzas volantes 122
3.5.1.1 – Objectivo 122
3.5.1.2 – Características das cinzas volantes 123
3.5.1.2.1 – Generalidades 123
3.5.1.2.2 - Massa volúmica 125
3.5.1.2.3 – Granulometria 125
3.5.1.2.4 - Perda ao fogo 126
3.5.1.2.5 – Pozolanicidade 126
3.5.1.3 - Descrição dos materiais utilizados e do método de preparação 127
3.5.1.4 – Características determinadas 130
3.5.1.5 - Apresentação e análise dos resultados obtidos 131
3.5.1.5.1 – Resistência à compressão e à flexão 132
3.5.1.5.2 - Retracção 148
3.5.1.5.3 - Início de presa 155
3.5.1.6 – Conclusões dos estudos sobre argamassas 156
3.5.1.7 – Comparação com outros estudos experimentais sobre argamassas com cinzas volantes 159
3.5.2 - Estudo sobre a influência dos componentes nas características dos betões 162
3.5.2.1 – Generalidades sobre a formulação dos betões para os estudos experimentais 162
3.5.2.2 - Escolha dos materiais usados nos estudos experimentais 164
3.5.2.3 – Identificação e características dos materiais usados 166

3.5.2.4 - Critérios usados na fixação das dosagens 171
3.5.2.5 - Determinação da consistência 172
3.5.2.6 - Métodos de ensaio e equipamentos usados 178
3.5.2.6.1 - Fabrico do betão e preparação dos provetes 179
3.5.2.6.2 - Normas e metodologias de ensaio 186
3.5.2.7 - Apresentação e análise dos resultados obtidos 191
3.5.2.7.1 – Composições de betão usadas e apresentação de resultados 191
3.5.2.7.2 – Influência da dosagem de cinzas volantes 192
3.5.2.7.3 – Influência da dosagem de ligante 211
3.5.2.7.4 – Influência do uso de adjuvantes 220
3.5.2.7.5 – Influência da dosagem de fíler 227
3.5.2.7.6 - Influência da consistência 232
3.5.2.7.7 - Influência do tipo de inerte 236
3.5.2.7.8 - Influência da variação de A/L 243
3.5.3 - Conclusões dos estudos experimentais 244

4 - ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DO BCC 249

4.1 - INTRODUÇÃO 249

4.2 - COMPOSIÇÃO DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 251

4.3 – NORMAS E METODOLOGIAS DE ENSAIO 255

4.4 - RESISTÊNCIA ÀS TENSÕES 268
4.4.1 - Resistência à compressão 269
4.4.1.1 - Influência da dosagem de ligante 270
4.4.1.2 - Influência da dosagem de água 274
4.4.1.3 - Influência da idade 284
4.4.2 - Resistência à tracção directa 288
4.4.3 - Resistência à flexão 294
4.4.4 - Resistência ao corte 298
4.4.5 - Resistência ao desgaste 302

4.5 - MASSA VOLÚMICA 309

4.6 DEFORMABILIDADE 312
4.6.1 – Módulo de elasticidade 312
4.6.2 - Coeficiente de Poisson 320
4.6.3 - Fluência 322
4.6.4 - Retracção 326

4.7 - PERMEABILIDADE À ÁGUA 333

4.8 - DURABILIDADE 343
4.8.1 - Breve descrição dos processos de deterioração do betão 343
4.8.1.1 - Ataque por sulfatos 345
4.8.1.2 - Reacções álcalis-inerte 348
4.8.1.2.1 - Reacção álcalis-sílica 349
4.8.1.2.2 - Reacção álcalis-carbonato 350
4.8.1.3 - Perda do hidróxido de cálcio 351
4.8.1.4 – Ciclos gelo-degelo 352
4.8.2 – Características da estrutura porosa do BCC 354
4.8.2.1 – Porosidade aberta 361
4.8.2.2 - Absorção capilar 364
4.8.2.3 - Permeabilidade ao oxigénio 366
4.8.2.4 – Medição da porosidade por observação ao microscópio 369

4.9 - CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS 373
4.9.1 - Elevação adiabática de temperatura 375
4.9.2 - Coeficiente de dilatação térmica 378
4.9.3 - Difusibilidade térmica 378
4.9.4 - Calor específico 384

5 - LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS 387

5.1 - INTRODUÇÃO 387
5.1.1 - Tipos de juntas 389
5.1.2 - Especificações para a ligação entre camadas 391

5.2 - CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS 394
5.2.1 - Objectivo 394
5.2.2 – Estudos sobre argamassas 394
5.2.2.1 – Descrição dos ensaios realizados 394
5.2.2.2 – Apresentação e análise dos resultados 396
5.2.3 - Estudos sobre betões 404
5.2.3.1 – Composição dos betões e condições de conservação da superfície base 404
5.2.3.2 – Descrição dos ensaios realizados 405
5.2.3.3 - Resistência à tracção directa 406
5.2.3.4 - Permeabilidade à água 414
5.2.3.5 – Resistência ao corte 418
5.2.4 - Estudos complementares sobre betões 420
5.2.4.1 - Objectivo 420
5.2.4.2 – Variação do estado de endurecimento do betão da camada inferior 420
5.2.4.3 – Variação da dosagem de adjuvante do betão - provetes preparados com ou sem argamassa de ligação 427

5.2.4.4 – Variação da rugosidade da superfície do betão da camada inferior 432
5.2.4.5 – Resistência da ligação - conclusões sobre os estudos complementares 438

6 – REFLEXÕES FINAIS 441

6.1 – INTRODUÇÃO 441

6.2 – REFLEXÕES SOBRE A COMPOSIÇÃO E AS CARACTERÍSTICAS DO BCC 442
6.2.1 – Estudos de composição 442
6.2.2 – Características do BCC 446
6.2.2.1 - Resistência às tensões 447
6.2.2.2 - Deformabilidade 449
6.2.2.3 - Permeabilidade e porosidade 450
6.2.3 – Ligação entre camadas 452

7 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 459

7.1 - CONCLUSÕES 459

7.2 – DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 463

ANEXO A 493

ANEXO B 503

ANEXO C 509

ANEXO D 513

ANEXO E 517

ANEXO F 523

ANEXO G 527

ANEXO H 533

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – FISSURA VERTICAL NO CORPO DE UMA BARRAGEM DE BCC. 35
FIGURA 1.2 – FISSURAS VERTICAIS NAS CAMADAS DE BETÃO DE UMA BARRAGEM DE BCC 36
FIGURA 1.3 – ASPECTO DO COROAMENTO FISSURADO DE UMA BARRAGEM DE BCC. A FISSURA VERTICAL ATRAVESSA TODA A ESPESSURA DA BARRAGEM 37
FIGURA 1.4 – ASPECTO DA FACE JUSANTE DA UMA BARRAGEM DE BCC. BARRAGEM DE ARRIARAN EM ESPANHA. 39
FIGURA 2.1 – COMPARAÇÃO DE CUSTOS POR M^3 DE BETÃO APLICADO EM BARRAGENS [46]. (O CUSTO FOI OBTIDO CONSIDERANDO QUE 1 DÓLAR AMERICANO CORRESPONDIA A 175$00; BC - BETÃO CONVENCIONAL; BCC – BETÃO COMPACTADO COM CILINDROS) 53
FIGURA 2.2 - MISTURADORA TIPO "PUGMILL" DE EIXO HORIZONTAL. 57
FIGURA 2.3 – MISTURADORA DE BETÃO CONVENCIONAL COM DOIS EIXOS HORIZONTAIS USADA NA BARRAGEM DE PIRIKA. À ESQUERDA MOSTRA-SE A CENTRAL DE BETÃO E À DIREITA O INTERIOR DA MISTURADORA 58
FIGURA 2.4 - SISTEMA DE TRANSPORTE MISTO POR TAPETES ROLANTES E POR CAMIÕES 62
FIGURA 2.5 – TRANSPORTE DO BETÃO POR TAPETES ROLANTES. 62
FIGURA 2.6 – ESPALHAMENTO DO BETÃO POR "BULLDOZER". 63
FIGURA 2.7 – CILINDRO VIBRADOR A EFECTUAR A COMPACTAÇÃO DO BETÃO. 67
FIGURA 2.8 – CILINDRO DE MAIOR PORTE A COMPACTAR A ZONA INTERIOR DA BARRAGEM E CILINDRO DE MENOR PORTE A COMPACTAR A ZONA PERIFÉRICA. 67
FIGURA 2.9 – NUCLEODENSÍMETRO. 68
FIGURA 2.10 – CURA DO BETÃO POR NEBLINA 69
FIGURA 2.11 – CURA DO BETÃO EFECTUADA MANUALMENTE. 69
FIGURA 3.1 – GRANULOMETRIA DOS INERTES PARA DMÁX=76,1 MM. CURVAS DE FULLER E DE FAURY E VALORES MÉDIOS DOS FUSOS DO ACI E USACE. 92
FIGURA 3.2 – GRANULOMETRIA DOS INERTES, DMÁX=50,8 MM. FUSO USADO NA GEOTÉCNIA, CURVAS DE FULLER E DE FAURY. 93
FIGURA 3.3 - VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DAS ARGAMASSAS EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE [125]. 99
FIGURA 3.4 – FORMA DE VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO COM A RELAÇÃO A/C [113]. 105
FIGURA 3.5 - EFEITO DO TEMPO DE VIBRAÇÃO E DA DOSAGEM DE ÁGUA NA MASSA VOLÚMICA DO BCC CONTENDO CINZAS VOLANTES (GRÁFICO DA DIREITA) OU CIMENTO PORTLAND (GRÁFICO DA ESQUERDA) [62]. 106
FIGURA 3.6 – FUSO GRANULOMÉTRICO DOS INERTES PARA BETÃO POBRE [99, 115]. 114
FIGURA 3.7 – FUSO GRANULOMÉTRICO DOS INERTES PARA BCC USADO NO MÉTODO DE FORMULAÇÃO BASEADO NA COMPACTAÇÃO DE SOLOS [114, 115] 115
FIGURA 3.8 – VARIAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE A DOSAGEM DE CINZAS VOLANTES (F) E A DOSAGEM DE CIMENTO (C) PARA IGUAL RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO, EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO A/L [111]. 116
FIGURA 3.9 – RELAÇÃO A/C VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO. VALORES MÉDIOS DE DADOS HISTÓRICOS SOBRE BCC FABRICADO SEM POZOLANA. DMÁX. VARIÁVEL ENTRE 19 A 75 MM [94] 119
FIGURA 3.10 – RELAÇÃO A/C_{EQ} VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (C_{EQ} CORRESPONDE À SOMA DA DOSAGEM DE CIMENTO E DE POZOLANA). VALORES MÉDIOS DE DADOS HISTÓRICOS SOBRE BCC [94]. A DOSAGEM DE POZOLANA NO LIGANTE É, EM VOLUME, DE 30% A 50%. DMÁX. ENTRE 19 A 75 MM. 120
FIGURA 3.11 – PRISMA DE ARGAMASSA PARA ENSAIO DE RETRACÇÃO 133
FIGURA 3.12– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5R (A) E COM CINZAS VOLANTES S. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (ESP.=90±4%) 139
FIGURA 3.13– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTOS I 32,5R (A) E I 32,5R (B), E COM CINZAS VOLANTES P. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (CIMENTO A, ESP.=92±2%; CIMENTO B, ESP.=69±1%). 139
FIGURA 3.14– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO IV 32,5(A) E COM CIMENTO IV 32,5(B), E COM CINZAS VOLANTES P. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (CIMENTO A, ESP.=96±1%; CIMENTO B, ESP.=78±1%). 140
FIGURA 3.15– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E CINZAS VOLANTES S. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (ESP.=90±4%). .. 140

FIGURA 3.16– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTOS I 32,5R (A) E I 32,5R (B), E COM CINZAS VOLANTES P. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (CIMENTO A, ESP.=92±2%; CIMENTO B, ESP.=69±1%). 141
FIGURA 3.17– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO IV 32,5(A) E COM CIMENTO IV 32,5(B), E COM CINZAS VOLANTES **P**. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (CIMENTO A, ESP.=96±1%; CIMENTO B, ESP.=78±1%) 141
FIGURA 3.18– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E COM ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES **S**. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE CIMENTO (C=382,5G) E CONSISTÊNCIA CONSTANTES (ESP.=88±2%). 142
FIGURA 3.19– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E COM ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES S. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE CIMENTO (C=382,5G) E CONSISTÊNCIA CONSTANTES (ESP.=88±2%). 142
FIGURA 3.20– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E COM ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES S. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE CIMENTO (C=315G) E CONSISTÊNCIA CONSTANTES (ESP.=89±1%). 143
FIGURA 3.21– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E COM ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES **S**. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE CIMENTO (C=315G) E CONSISTÊNCIA CONSTANTES (ESP.=89±1%). 143
FIGURA 3.22– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E COM ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES **S**. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE CIMENTO (C=225G) E CONSISTÊNCIA CONSTANTES (ESP.=90±2%). 144
FIGURA 3.23– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E COM ADIÇÃO DE CINZAS VOLANTES S. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE CIMENTO (C=225G) E CONSISTÊNCIA CONSTANTES (ESP.=90±2%;). 144
FIGURA 3.24– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 42,5R (B) E COM CIMENTO I 32,5R (C), E COM CINZAS VOLANTES **S**. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE LIGANTE E DE ÁGUA CONSTANTES. 145
FIGURA 3.25– RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 42,5R (B) E COM CIMENTO I 32,5R (C), E COM CINZAS VOLANTES S. ARGAMASSAS COM DOSAGEM DE LIGANTE E DE ÁGUA CONSTANTES. 145
FIGURA 3.26– RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5 R (A) E CINZAS VOLANTES **S** E **P**. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA E DOSAGEM DE LIGANTE CONSTANTES (ESP.=90±4%). 146
FIGURA 3.27- VARIAÇÃO DA RELAÇÃO A/L COM A DOSAGEM DE CINZAS NO LIGANTE. ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5R (A), CINZAS P E S COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE (ESP.=90±4%). A DOSAGEM DE LIGANTE É EM DUAS CURVAS DE 450 G (450-P E 450-S) E NA TERCEIRA CURVA É VARIÁVEL ENTRE 517 G E 900 G (517/900-S). 146
FIGURA 3.28– COEFICIENTE DE ENDURECIMENTO, RELATIVAMENTE À RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS, DE ARGAMASSAS COM CINZAS VOLANTES S. 147
FIGURA 3.29– COEFICIENTE DE ENDURECIMENTO, RELATIVAMENTE À RESISTÊNCIA À FLEXÃO AOS 28 DIAS, DE ARGAMASSAS COM CINZAS VOLANTES S. 147
FIGURA 3.30– RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5R(A) E CINZAS S. ARGAMASSAS COM SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE (ESP.=90±4%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES 151
FIGURA 3.31 – RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5R (A) E CINZAS S OU P. ARGAMASSAS COM SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE (ESP.=90±4%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES. 152
FIGURA 3.32 – RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I 32,5R (A) OU CIMENTO I 32,5R (B) E CINZAS P. ARGAMASSAS COM SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE (CIMENTO A, ESP.=90±2%; CIMENTO B, ESP.=69±1%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES. 152
FIGURA 3.33– RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO IV 32,5 (A) OU CIMENTO IV 32,5 (B) E CINZAS P. ARGAMASSAS COM SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE (CIMENTO A, ESP.=96±1%; CIMENTO B, ESP.=78±1%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES. 153
FIGURA 3.34 – RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS SÓ COM CIMENTO IV 32,5(A OU B) OU COM 70% DE CIMENTO I 32,5(A) E 30% DE CINZAS S (CIMENTO I, ESP.=88%; CIMENTO IV(A), ESP.=95%; CIMENTO IV(B), ESP.=79%). 153
FIGURA 3.35 – RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM UMA DOSAGEM DE CIMENTO I32,5R(A) CONSTANTE E COM ADIÇÃO DE CINZAS S. A PERCENTAGEM DE CINZAS REFERE-SE AO TOTAL DE LIGANTE.

ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE E RELAÇÃO CIMENTO/AREIA=0,283 (ESP.=88±2%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES. 154
FIGURA 3.36 – RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM UMA DOSAGEM DE CIMENTO I32,5R(A) CONSTANTE E COM ADIÇÃO DE CINZAS S. A PERCENTAGEM DE CINZAS REFERE-SE AO TOTAL DE LIGANTE. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE E RELAÇÃO CIMENTO/AREIA=0,233 (ESP.=89±1%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES. 154
FIGURA 3.37 – RETRACÇÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM UMA DOSAGEM DE CIMENTO I32,5R(A) CONSTANTE E COM ADIÇÃO DE CINZAS S. A PERCENTAGEM DE CINZAS REFERE-SE AO TOTAL DE LIGANTE. ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE E RELAÇÃO CIMENTO/AREIA=0,167 (ESP.=90±2%). OS VALORES NEGATIVOS CORRESPONDEM A EXPANSÕES. 155
FIGURA 3.38 - INÍCIO DE PRESA DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM CIMENTO I32,5R (A E B) E COM CINZAS S E P. 156
FIGURA 3.39 – TENDÊNCIA DE VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DAS ARGAMASSAS COM A PERCENTAGEM DE SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS. 157
FIGURA 3.40 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA CONSTANTE [162]. 160
FIGURA 3.41 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS COM CONSISTÊNCIA VARIÁVEL [162]. 160
FIGURA 3.42 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSAS FABRICADAS COM 4 DIFERENTES CINZAS VOLANTES. 162
FIGURA 3.43 – INERTES DA SÉRIE CB, 5 FRACÇÕES GROSSAS DE ORIGEM CALCÁRIA E AREIA ROLADA SILICIOSA. 167
FIGURA 3.44 - INERTES DA SÉRIE G3, 3 FRACÇÕES GROSSAS DE ORIGEM GRANÍTICA, AREIA BRITADA E PÓ DE PEDRA DA MESMA ROCHA. 168
FIGURA 3.45 – INERTES DA SÉRIE G2, 2 FRACÇÕES GROSSAS DE ORIGEM GRANÍTICA E AREIA BRITADA DA MESMA ROCHA SILICIOSA. 168
FIGURA 3.46 - INERTES DA SÉRIE X4, 4 FRACÇÕES GROSSAS DE XISTO VERDE E AREIA BRITADA COM FÍLER DA MESMA ROCHA (A AREIA ESTÁ IDENTIFICADA NA FIGURA COMO PÓ DE PEDRA). 169
FIGURA 3.47 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO COM A RELAÇÃO A/C [168]. 174
FIGURA 3.48 – EQUIPAMENTO USADO NO ENSAIO ASTM C1170. 175
FIGURA 3.49 – EQUIPAMENTO USADO NO ENSAIO CABRERA MODIFICADO [171]. 176
FIGURA 3.50 – ESQUEMA DO ENSAIO DE CONSISTÊNCIA UC [149]. 177
FIGURA 3.51 – BETONEIRA USADA PARA O FABRICO DE BCC NUM VOLUME MÁXIMO DE 135 LITROS. 181
FIGURA 3.52 – BETONEIRA USADA PARA O FABRICO DE BCC NUM VOLUME MÁXIMO DE 35 LITROS. 182
FIGURA 3.53 – ASPECTO DO BETÃO LOGO APÓS A AMASSADURA. 183
FIGURA 3.54 – PREPARAÇÃO DE PROVETES NA MESA VÊBÊ, ASTM C1176. 184
FIGURA 3.55 – À ESQUERDA PREPARAÇÃO DE PROVETES COM PILÃO VIBRADOR; À DIREITA PREPARAÇÃO DE PROVETES POR IMPACTO, COM O EQUIPAMENTO USADO NO ENSAIO PROCTOR PESADO [173] 185
FIGURA 3.56 – PROVETES DE BETÃO APÓS SEREM FABRICADOS E ANTES DE SEREM RETIRADOS DOS MOLDES, CONSERVADOS DE FORMA A EVITAR A EVAPORAÇÃO DE ÁGUA 186
FIGURA 3.57 - ENSAIO VÊBÊ: À ESQUERDA MOLDE CHEIO DE BETÃO ANTES DO INÍCIO DO ENSAIO; À DIREITA O ENSAIO A DECORRER COM UMA SOBRECARGA DE 22,7 KGF 189
FIGURA 3.58 – ENSAIO VÊBÊ MODIFICADO: SUPERFÍCIE DO BETÃO APÓS O FINAL DO ENSAIO. 190
FIGURA 3.59 – COMPARAÇÃO DE VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO OBTIDOS COM PROVETES CILÍNDRICOS 15X30 E 15X60. 190
FIGURA 3.60 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES V COM 30% A 68% DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE . DOSAGEM DE LIGANTE DE 233±3 KG/M^3, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=14±5 S. 203
FIGURA 3.61 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES V3, V2, V1, V6 E V7. 204
FIGURA 3.62 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES T COM 0% A 50% DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. DOSAGEM DE LIGANTE DE 190±1 KG/M^3, INERTES GROSSOS CALCÁRIOS E AREIA NATURAL SILICIOSA CB, VÊBÊ=15±2 S. 204
FIGURA 3.63 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES T6, T7 E T8. 205
FIGURA 3.64 – VARIAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES V. 205
FIGURA 3.65 – VARIAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES T. 206
FIGURA 3.66 - VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES V. 206
FIGURA 3.67 - VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES T. 207
FIGURA 3.68 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE α_E COM A IDADE, NOS BETÕES V E T. 207

FIGURA 3.69 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE α_E COM A PERCENTAGEM DE CINZAS NO LIGANTE, NOS BETÕES V E T. 208
FIGURA 3.70 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL, AOS 90 DIAS DE IDADE, COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES V3, V2, V1, V6, V7, T6, T7 E T8. 209
FIGURA 3.71 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AOS 90 DIAS COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES V. 210
FIGURA 3.72- VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AOS 28 DIAS COM A PERCENTAGEM DE CINZAS VOLANTES NO LIGANTE. BETÕES T. 210
FIGURA 3.73 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES COM DOSAGENS DE LIGANTE ENTRE 184 KG/M^3 E 282 KG/M^3 (C=40%, F=60%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=17±2 S. 215
FIGURA 3.74 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A DOSAGEM DE LIGANTE. BETÕES V5, V1 E V4. 216
FIGURA 3.75 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES COM DOSAGENS DE LIGANTE ENTRE 68 KG/M^3 E 216 KG/M^3 (C=100%, F=0%). CIMENTO IV 32,5 (B), INERTES CALCÁRIOS CB, VÊBÊ=17±3 S. 216
FIGURA 3.76 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A DOSAGEM DE LIGANTE. BETÕES T2, T4, T3 E T5. 217
FIGURA 3.77 – MASSA VOLÚMICA DE BETÕES COM DOSAGENS DE LIGANTE ENTRE 184 KG/M^3 E 282 KG/M^3 (C=40%, F=60%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=17±2 S. 217
FIGURA 3.78 – MASSA VOLÚMICA DE BETÕES COM DOSAGENS DE LIGANTE ENTRE 68 KG/M^3 E 216 KG/M^3 (C=100%, F=0%). CIMENTO IV 32,5 (B), INERTES CALCÁRIOS CB, VÊBÊ=17±3 S. 218
FIGURA 3.79 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BETÕES COM DOSAGENS DE LIGANTE ENTRE 184 KG/M^3 E 282 KG/M^3 (C=40%, F=60%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=17±2 S. 218
FIGURA 3.80 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BETÕES COM DOSAGENS DE LIGANTE ENTRE 68 KG/M^3 E 216 KG/M^3 (C=100%, F=0%). CIMENTO IV 32,5 (B), INERTES CALCÁRIOS CB, VÊBÊ=17±3 S. 219
FIGURA 3.81 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL, AOS 90 DIAS DE IDADE, COM A DOSAGEM DE LIGANTE. BETÕES V1, V4, V5, T2, T3, T4 E T5. 219
FIGURA 3.82 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE COM A DOSAGEM DE LIGANTE. ENSAIO AOS 90 DIAS NOS BETÕES V1, V4 E V5. ENSAIO AOS 28 DIAS NOS BETÕES T2, T4 E T5. 220
FIGURA 3.83 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES COM E SEM ADJUVANTES. DOSAGEM DE LIGANTE DE 236 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 222
FIGURA 3.84– MASSA VOLÚMICA DE BETÕES COM E SEM ADJUVANTES. DOSAGEM DE LIGANTE DE 236 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 222
FIGURA 3.85 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BETÕES COM E SEM ADJUVANTES. DOSAGEM DE LIGANTE DE 236 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 223
FIGURA 3.86 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE BETÕES COM E SEM ADJUVANTES. DOSAGEM DE LIGANTE DE 236 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 223
FIGURA 3.87 –RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DE BETÕES COM E SEM ADJUVANTES, FABRICADOS COM CIMENTO I 32,5 R (C) OU I 42,5 R (B). DOSAGEM DE LIGANTE DE 190 KG/M^3 (C=53%, F=47%), CINZAS DE SINES, INERTES CALCÁRIOS CB, VÊBÊ=15±2 S. 225
FIGURA 3.88 –RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 365 DIAS DE BETÕES COM E SEM ADJUVANTES, FABRICADOS COM CIMENTO I 32,5 R OU I 42,5 R. DOSAGEM DE LIGANTE DE 190 KG/M ^{3} (C=53%, F=47%), CINZAS DO PEGO, INERTES CALCÁRIOS CB, VÊBÊ=15±2 S. 225
FIGURA 3.89 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES COM DIFERENTE DOSAGEM DE FÍLER. DOSAGEM DE LIGANTE DE 232 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 229
FIGURA 3.90– MASSA VOLÚMICA DE BETÕES COM DIFERENTE DOSAGEM DE FÍLER. DOSAGEM DE LIGANTE DE 232 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 229
FIGURA 3.91 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BETÕES V COM DIFERENTES DOSAGENS DE FÍLER. DOSAGENS DE FÍLER VARIÁVEIS ENTRE 2,7% E 10,1% DO VOLUME TOTAL DOS INERTES. 230
FIGURA 3.92 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL AOS 90 DIAS DOS BETÕES V2, V11, V12 E V13, FABRICADOS COM DIFERENTE DOSAGEM DE FÍLER. 230
FIGURA 3.93 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE BETÕES V COM DIFERENTES DOSAGENS DE FÍLER. DOSAGEM DE LIGANTE DE 232 KG/M^3 (C=50%, F=50%). CIMENTO I 32,5 R (B), CINZAS DO PEGO, INERTES GRANÍTICOS G2, VÊBÊ=15±3 S. 231
FIGURA 3.94 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES COM DIFERENTE CONSISTÊNCIA. DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (A) DE 165 KG/M^3. BETÕES X, FABRICADOS COM XISTOS. 234

FIGURA 3.95– MASSA VOLÚMICA DE BETÕES COM DIFERENTE CONSISTÊNCIA. DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (A) DE 165 KG/M^3. BETÕES X, FABRICADOS COM XISTO. 235
FIGURA 3.96 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BETÕES COM DIFERENTE CONSISTÊNCIA. DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (A) DE 165 KG/M^3. BETÕES X, FABRICADOS COM XISTO. 235
FIGURA 3.97 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS BETÕES X3, X4, X5 E X6, BETÕES COM DIFERENTE CONSISTÊNCIA. 236
FIGURA 3.98 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE, AOS 28 DIAS, DE BETÕES COM DIFERENTE CONSISTÊNCIA. DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (A) DE 165 KG/M^3. BETÕES X, FABRICADOS COM XISTO. 236
FIGURA 3.99 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES FABRICADOS COM DIFERENTES INERTES. BETÃO G (GRANITO), BETÃO X (XISTO) E BETÃO T (CALCÁRIO). DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (B) DE 166±5 KG/M^3. CONSISTÊNCIA VÊBÊ=18±3 S. 240
FIGURA 3.100 – MASSA VOLÚMICA DE BETÕES FABRICADOS COM DIFERENTES INERTES. BETÃO G (GRANITO), BETÃO X (XISTO) E BETÃO T (CALCÁRIO). DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (B) DE 166±5 KG/M3. CONSISTÊNCIA VÊBÊ=18±3 S. 240
FIGURA 3.101 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BETÕES FABRICADOS COM DIFERENTES INERTES. BETÃO G (GRANITO), BETÃO X (XISTO) E BETÃO T (CALCÁRIO). DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (B) DE 166±5 KG/M3. CONSISTÊNCIA VÊBÊ=18±3 S. 241
FIGURA 3.102 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE α_E COM A IDADE DE BETÕES V, T, G E X, FABRICADOS COM INERTES DE ORIGEM DISTINTA. BETÕES V1 A V13, G1 A G6, T1 A T8 E X1 A X6. 241
FIGURA 3.103 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE (K), AOS 28 E AOS 90 DIAS, DE BETÕES FABRICADOS COM DIFERENTES INERTES. BETÃO G (GRANITO), BETÃO X (XISTO) E BETÃO T (CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA). DOSAGEM DE CIMENTO IV 32,5 (B) DE 166±5 KG/M3. CONSISTÊNCIA VÊBÊ=18±3 S. 242
FIGURA 3.104 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO AOS 28 DIAS COM A RELAÇÃO A/L. BETÕES V1 A V13, G1 A G6, T1 A T14 E X1 A X6. 244
FIGURA 3.105 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO AOS 90 DIAS COM A RELAÇÃO A/L. BETÕES V1 A V13, G1 A G6, T1 A T8 E X3 A X6. 245
FIGURA 3.106 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO AOS 365 DIAS COM A RELAÇÃO A/L. BETÕES V1 A V8, V10, V12, V13, G1, T1 A T8 E X1 A X6. 246
FIGURA 4.1 – ENSAIO DE TRACÇÃO DIRECTA 258
FIGURA 4.2 – EQUIPAMENTO PARA A REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE CORTE [191]. 259
FIGURA 4.3 – PROVETES CILÍNDRICOS SELADOS COM 15 CM DE DIÂMETRO E 60 CM DE ALTURA USADOS NO ENSAIO DE RETRACÇÃO. 260
FIGURA 4.4 – EQUIPAMENTO USADO NO ENSAIO DE FLUÊNCIA. À DIREITA ENCONTRA-SE UMA GARRAFA COM ÓLEO E AZOTO QUE SE ENCONTRA LIGADA AO PRATO QUE TRANSMITE A TENSÃO DE COMPRESSÃO PARA QUE NÃO OCORRA PERCA DE PRESSÃO DEVIDA À DEFORMAÇÃO DO PROVETE. 261
FIGURA 4.5 – PROVETES UTILIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DA POROSIDADE POR OBSERVAÇÃO AO MICROSCÓPIO. 262
FIGURA 4.6 – ENSAIO DE ABSORÇÃO CAPILAR. 263
FIGURA 4.7 - PROVETES DE 60MM X 60MM X 25MM, UTILIZADOS NO ENSAIO DE ABRASÃO, CONSERVADOS DENTRO DE ÁGUA. 264
FIGURA 4.8 – CUBO DE 20 CM DE ARESTA COM UM TERMOPAR COLOCADO NA SUPERFÍCIE DO BETÃO E OUTRO NO CENTRO DO PROVETE. O PROVETE, A UMA TEMPERATURA DE CERCA DE 90ºC É COLOCADO NUM RECIPIENTE QUE ESTÁ A SER RAPIDAMENTE CHEIO COM ÁGUA, A UMA TEMPERATURA DE CERCA DE 18º C, ATRAVÉS DO CAUDAL FORNECIDO POR DOIS JACTOS DE ÁGUA DE SENTIDO OPOSTO. 265
FIGURA 4.9 –ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE DIFUSIBILIDADE. 266
FIGURA 4.10 – PROVETES DE BETÃO, PARA O ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA ELEVAÇÃO ADIABÁTICA DE TEMPERATURA, DENTRO DOS MOLDES E ISOLADOS COM ESFEROVITE. 267
FIGURA 4.11 – ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA ELEVAÇÃO ADIABÁTICA DE TEMPERATURA. À ESQUERDA O REGISTADOR DE TEMPERATURAS E À DIREITA A CÂMARA CONDICIONADA PROGRAMÁVEL COM PROVETES DE BETÃO NO INTERIOR. 267
FIGURA 4.12 – INFLUÊNCIA DA DOSAGEM DE CIMENTO NAS TENSÕES DE ROTURA DE COMPRESSÃO E DE FLEXÃO. BETÕES FABRICADOS COM CIMENTO DA MESMA AMOSTRA COM TRABALHABILIDADE, IDADE E CURA IGUAIS [194]. 272
FIGURA 4.13 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE, DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA). 272
FIGURA 4.14 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 90 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE, DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA). 273
FIGURA 4.15 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS BETÕES TR, XR E GR COM OS BETÕES DE BARRAGENS DE BCC. ... 273

FIGURA 4.16 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 90 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS BETÕES TR, XR E GR COM OS BETÕES DE BARRAGENS DE BCC. ... 274
FIGURA 4.17 – VARIAÇÃO RELATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE UM BETÃO COM A QUANTIDADE DE ÁGUA DE AMASSADURA [194] ... 275
FIGURA 4.18 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS COM A RELAÇÃO A/L. BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS, COM DOSAGEM DE LIGANTE DE 90 KG/M^3 A 190 KG/M^3. ... 280
FIGURA 4.19 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 90 DIAS COM A RELAÇÃO A/L. BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS, COM DOSAGEM DE LIGANTE DE 90 KG/M^3 A 190 KG/M^3. ... 280
FIGURA 4.20 – ESTIMATIVA DA TAXA DE VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A RELAÇÃO A/L, BETÕES FABRICADOS COM INERTES GROSSOS CALCÁRIOS E AREIA SILICIOSA (TR). EIXO DAS ORDENADAS EM MPA. ... 281
FIGURA 4.21 – ESTIMATIVA DA TAXA DE VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A RELAÇÃO A/L, BETÕES FABRICADOS COM INERTES GRANÍTICOS (GR). EIXO DAS ORDENADAS EM MPA. ... 281
FIGURA 4.22 – ESTIMATIVA DA TAXA DE VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A RELAÇÃO A/L, BETÕES FABRICADOS COM XISTOS (XR). EIXO DAS ORDENADAS EM MPA. ... 282
FIGURA 4.23 - ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS PELA RELAÇÃO A/L; NA CURVA DO ACI OS VALORES REFEREM-SE A BETÕES FABRICADOS COM 120 KG/M^3 DE LIGANTE. ... 283
FIGURA 4.24 - ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 90 DIAS PELA RELAÇÃO A/L; NA CURVA DO ACI OS VALORES REFEREM-SE A BETÕES FABRICADOS COM 120 KG/M^3 DE LIGANTE. ... 283
FIGURA 4.25 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÃO. MÁXIMA DIMENSÃO DO INERTE 50 MM. CONSERVAÇÃO EM AMBIENTE HÚMIDO A 20±2 °C. INERTE ROLADO, EXCEPTO NO CASO DE A/C=0,55 EM QUE É BRITADO, DA REGIÃO DE LISBOA. CUBOS COM 20 CM DE ARESTA [205]. ... 285
FIGURA 4.26 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (CILINDROS 15X30) COM A IDADE, L=190 KG/M^3, BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO). 286
FIGURA 4.27 - COEFICIENTE DE ENDURECIMENTO RELATIVO À RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS, L=190 KG/M^3, BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS. ... 287
FIGURA 4.28 - COEFICIENTE DE ENDURECIMENTO ENTRE OS 28 DIAS E OS 90 DIAS. BETÕES FABRICADOS COM DIFERENTE DOSAGEM DE LIGANTE, CONSISTÊNCIA CONSTANTE. ... 288
FIGURA 4.29 – INFLUÊNCIA DA DOSAGEM DE CIMENTO NA TENSÃO DE ROTURA DE TRACÇÃO [207]. ... 289
FIGURA 4.30 – INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO A/C NA TENSÃO DE ROTURA DE TRACÇÃO [207] ... 289
FIGURA 4.31 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO). ... 292
FIGURA 4.32 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À TRACÇÃO E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO) ... 293
FIGURA 4.33 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À TRACÇÃO E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO. VALORES EXPERIMENTAIS OBTIDOS NESTE TRABALHO (EXPER.) E VALORES INDICADOS POR RAPHAEL [210] OU HESS [211]. ... 293
FIGURA 4.34 – RESISTÊNCIA À FLEXÃO AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES GROSSOS CALCÁRIOS E AREIA ROLADA ... 296
FIGURA 4.35 – RESISTÊNCIA À FLEXÃO AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM 190 KG/M^3 DE LIGANTE E COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO) ... 296
FIGURA 4.36 – RESISTÊNCIA À FLEXÃO VERSUS RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DIRECTA. ENSAIOS AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM DOSAGEM DE LIGANTE VARIÁVEL ENTRE 90 KG/M^3 E 190 KG/M^3, COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO). ... 297
FIGURA 4.37 - RESISTÊNCIA À FLEXÃO VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, ENSAIOS AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM DOSAGENS DE LIGANTE VARIÁVEIS ENTRE 90 KG/M^3 E 190 KG/M^3 E COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO). ... 297
FIGURA 4.38 – RESISTÊNCIA AO CORTE AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA) ... 301
FIGURA 4.39 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA AO CORTE E A RESISTÊNCIA COMPRESSÃO AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS. ... 301
FIGURA 4.40 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ABRASÃO AOS 90 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA) ... 306
FIGURA 4.41 – RESISTÊNCIA À ABRASÃO AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA) ... 307
FIGURA 4.42 – RESISTÊNCIA À ABRASÃO DE BCC E BC FABRICADOS COM INERTES GROSSOS CALCÁRIOS E AREIA ROLADA SILICIOSA (BCC – ENSAIO AOS 90 DIAS; BC – ENSAIO AOS 28 DIAS) ... 307

FIGURA 4.43 – RESISTÊNCIA À ABRASÃO VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO. BETÕES DE REFERÊNCIA..... 308
FIGURA 4.44 – RESISTÊNCIA À ABRASÃO DEBAIXO DE ÁGUA DE BCC, BETÃO CONVENCIONAL (BC) E SOLO-CIMENTO. ENSAIO ASTM C 1138 [232]..... 308
FIGURA 4.45 – VARIAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA COM A DOSAGEM DE LIGANTE DOS BETÕES DE REFERÊNCIA FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 311
FIGURA 4.46 – VARIAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA COM A IDADE DE BETÕES FABRICADOS COM 190 KG/M^3 DE LIGANTE E COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 311
FIGURA 4.47 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO DIAGRAMA TENSÃO-EXTENSÃO DO BETÃO SUJEITO A UMA TENSÃO UNIAXIAL DE COMPRESSÃO [234]..... 313
FIGURA 4.48 – VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE AOS 28 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE. BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 317
FIGURA 4.49 – VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE AOS 90 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE. BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 318
FIGURA 4.50 - – VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE COM A IDADE DE BETÕES FABRICADOS COM 190 KG/M^3 DE LIGANTE E COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 319
FIGURA 4.51 - –MÓDULO DE ELASTICIDADE VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 319
FIGURA 4.52 - –MÓDULO DE ELASTICIDADE VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS. VALORES TEÓRICOS (ACI 318 E EUROCÓDIGO 2) E VALORES EXPERIMENTAIS..... 321
FIGURA 4.53 – COEFICIENTE DE POISSON DE BETÕES FABRICADOS COM 190 KG/M^3 DE LIGANTE E COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 322
FIGURA 4.54 – COEFICIENTES DE FLUÊNCIA DOS BETÕES DE REFERÊNCIA FABRICADOS COM 190 KG/M^3 DE LIGANTE..... 325
FIGURA 4.55 – "VARIAÇÃO DA HUMIDADE RELATIVA NO INTERIOR DAS PASTAS DE CIMENTO CONSERVADAS SEM TROCAS DE HUMIDADE" [250]..... 328
FIGURA 4.56 – "VARIAÇÃO DA RETRACÇÃO, COM O TEMPO, DE PRISMAS DE PASTA DE CIMENTO CONSERVADOS SEM TROCAS DE HUMIDADE COM O EXTERIOR, A/C=0,36" [250]..... 328
FIGURA 4.57 – "RETRACÇÕES E EXPANSÕES AUTOGÉNEAS (SEM TROCAS DE HUMIDADE) E DENTRO DE ÁGUA DE PASTAS E ARGAMASSAS DE CIMENTO PORTLAND. PASTA DE CIMENTO, A/C=0,25 COM 1760 KG DE CIMENTO POR METRO CÚBICO. ARGAMASSA DE 2:1, A/C=0,27, COM 1300 KG DE CIMENTO POR METRO CÚBICO. ARGAMASSA DE 1:2, A/C=0,43 COM 681 KG DE CIMENTO POR METRO CÚBICO. ARGAMASSA DE 1:5, A/C=0,85 COM 390 KG DE CIMENTO POR METRO CÚBICO" [250]..... 330
FIGURA 4.58 – "VARIAÇÃO DE DIMENSÕES DO BETÃO COM DIFERENTES DOSAGENS DE CIMENTO E DE ÁGUA, CONSERVADO SEM TROCAS DE HUMIDADE" [250]..... 330
FIGURA 4.59 –RETRACÇÃO DE BETÕES FABRICADOS COM DOSAGENS DE LIGANTE DE 90 KG/M^3 (XR90 E TR90), 140 KG/M^3 (TR140), E 190 KG/M^3 (XR190, GR190 E TR190). AS EXTENSÕES COM SINAL NEGATIVO REPRESENTAM EXPANSÕES..... 331
FIGURA 4.60 – ASPECTO DO BETÃO XR90 COM 14 MESES DE IDADE. NA IMAGEM SUPERIOR OBSERVA-SE ETRINGITE DISPERSA NA PASTA. NA IMAGEM INFERIOR OBSERVA-SE UM GRANDE PORO CHEIO DE CRISTAIS DE ETRINGITE..... 332
FIGURA 4.61 – ASPECTO DA PASTA NO BETÃO TR90 COM 16 MESES DE IDADE..... 333
FIGURA 4.62 – ASPECTO DA PASTA NO BETÃO GR90 COM 10 MESES DE IDADE..... 333
FIGURA 4.63 - ESQUEMA DO ENSAIO DE PERMEABILIDADE [251]..... 336
FIGURA 4.64.- PROVETES CÚBICOS DE 20 CM DE ARESTA APÓS SEREM SUJEITOS AO ENSAIO DE PERMEABILIDADE À ÁGUA. PROVETES FRACTURADOS EM DUAS METADES EM QUE SE ASSINALOU A FRENTE DE PENETRAÇÃO DE ÁGUA A GIZ VERMELHO..... 338
FIGURA 4.65 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AOS 28 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA)..... 341
FIGURA 4.66 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AOS 90 DIAS DE BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO)..... 341
FIGURA 4.67 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AOS 28 DIAS DOS BETÕES DE REFERÊNCIA COM A RELAÇÃO A/L..... 342
FIGURA 4.68 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AOS 90 DIAS DOS BETÕES DE REFERÊNCIA COM A RELAÇÃO A/L..... 342

FIGURA 4.69 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE. RESULTADOS OBTIDOS EM LABORATÓRIO E MEDIDOS EM CAROTES EXTRAÍDAS DO BETÃO DE BARRAGENS DE BCC E DE BETÃO CONVENCIONAL. 343
FIGURA 4.70 – ASPECTO DA INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE NO BETÃO XR90 (X100). A - PARTÍCULA DE INERTE; B – PASTA; C – ZONA DE INTERFACE COM DESCONTINUIDADE. 357
FIGURA 4.71 – ASPECTO DA PASTA NO BETÃO XR90 (X1000). A - CSH; B – PARTÍCULA DE FÍLER. 358
FIGURA 4.72 – PARTÍCULAS DE CINZA NO BETÃO XR90 COM 14 MESES DE IDADE (X3000). 358
FIGURA 4.73 – PARTÍCULA DE CINZA ATACADA NO BETÃO XR90 COM 14 MESES DE IDADE (X1500). 359
FIGURA 4.74 – ASPECTO DA PASTA NO BETÃO XR90 COM 14 MESES DE IDADE (X2000). A- PARTÍCULA DE CINZA ATACADA; B - PARTÍCULA DE CINZA QUE AINDA NÃO REAGIU; C – ETRINGITE. 359
FIGURA 4.75 – ASPECTO DA ZONA DE INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE NO BETÃO TR90 (X100). A – BRITA CALCÁRIA; B – AREIA ROLADA SILICIOSA; C – CSH; D – ZONA DE INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE. 360
FIGURA 4.76 – ASPECTO DA ZONA DE INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE NO BETÃO TR90 (X1500). A- CALCÁRIO; B – CSH; C – PORTLANDITE; D – INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE. 360
FIGURA 4.77 – ASPECTO DA ZONA DE INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE NO BETÃO GR90 (X100). A – BRITA GRANÍTICA; B – AREIA GRANÍTICA; C – CSH; D – INTERFACE ENTRE A PASTA E O INERTE. 361
FIGURA 4.78 – PARTÍCULA DE FÍLER (MICA) NO BETÃO GR90 (X600). A – CSH; B – PARTÍCULA DE MICA. 361
FIGURA 4.79 – VARIAÇÃO DA POROSIDADE ABERTA DOS BETÕES DE REFERÊNCIA AOS 180 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE. BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA). 362
FIGURA 4.80 – VARIAÇÃO DA POROSIDADE ABERTA DOS BETÕES DE REFERÊNCIA AOS 180 DIAS COM A RELAÇÃO A/L. BETÕES FABRICADOS COM INERTES DE 3 ORIGENS DISTINTAS (XR-XISTO; GR-GRANITO; TR-CALCÁRIO+AREIA SILICIOSA). 363
FIGURA 4.81 – ABSORÇÃO CAPILAR AOS 180 DIAS DOS BETÕES DE REFERÊNCIA. 365
FIGURA 4.82 – VARIAÇÃO DA ABSORÇÃO CAPILAR ÀS 8 HORAS DOS BETÕES DE REFERÊNCIA, ENSAIADOS AOS 180 DIAS, COM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 90 DIAS. 365
FIGURA 4.83 – VARIAÇÃO DA ABSORÇÃO CAPILAR ÀS 8 HORAS DOS BETÕES DE REFERÊNCIA, ENSAIADOS AOS 180 DIAS, COM A RELAÇÃO A/L. 366
FIGURA 4.84 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AO OXIGÉNIO AOS 90 DIAS COM A DOSAGEM DE LIGANTE DOS BETÕES DE REFERÊNCIA. 368
FIGURA 4.85 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE AO OXIGÉNIO AOS 90 DIAS COM A RELAÇÃO A/L DOS BETÕES DE REFERÊNCIA. 369
FIGURA 4.86 - POROSIDADE POR OBSERVAÇÃO MICROSCÓPICA. Nº DE POROS CONTADOS EM SECÇÕES CIRCULARES COM 100 MM DE DIÂMETRO DOS BETÕES TR190 (TR), XR190 (XR) E GR190 (GR). 371
FIGURA 4.87 - POROSIDADE POR OBSERVAÇÃO MICROSCÓPICA. Nº DE POROS CONTADOS COM DIÂMETRO INFERIOR A 100 μM EM SECÇÕES CIRCULARES COM 100 MM DE DIÂMETRO DOS BETÕES TR190 (TR), XR190 (XR) E GR190 (GR). 372
FIGURA 4.88 - POROSIDADE POR OBSERVAÇÃO MICROSCÓPICA. Nº DE POROS CONTADOS COM DIÂMETRO SUPERIOR A 1000 μM EM SECÇÕES CIRCULARES COM 100 MM DE DIÂMETRO DOS BETÕES TR190 (TR), XR190 (XR) E GR190 (GR). 372
FIGURA 4.89 - POROSIDADE POR OBSERVAÇÃO MICROSCÓPICA. ÁREA ACUMULADA DOS POROS EM SECÇÕES CIRCULARES COM 100 MM DE DIÂMETRO DOS BETÕES TR190 (TR), XR190 (XR) E GR190 (GR). 373
FIGURA 4.90 – CALOR DE HIDRATAÇÃO DOS PRINCIPAIS CONSTITUINTES DO CIMENTO [290]. 376
FIGURA 4.91 – ELEVAÇÃO ADIABÁTICA DE TEMPERATURA DOS BETÕES XR90 E XR190. O BETÃO XR90 FOI FABRICADO COM 55 KG/M^3 DE CIMENTO E 35 KG/M^3 DE CINZAS E O BETÃO XR190 COM 100 KG/M^3 DE CIMENTO E 90 KG/M^3 DE CINZAS VOLANTES. 377
FIGURA 4.92 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UM ELEMENTO DE VOLUME DE UM CORPO HOMOGÉNEO E ISOTRÓPICO ATRAVESSADO POR UM FLUXO CALORÍFICO [295]. 380
FIGURA 4.93 – VARIAÇÃO DA TEMPERATURA NA SUPERFÍCIE (PROV_1-EXT E PROV_2-EXT) E NO INTERIOR (PROV_1-INT E PROV_2-INT) 2 PROVETES CÚBICOS COM 20 CM DE ARESTA DO BETÃO XR190, FABRICADO COM XISTO, DURANTE O ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA DIFUSIBILIDADE TÉRMICA. 381
FIGURA 4.94 – VARIAÇÃO DA TEMPERATURA NA SUPERFÍCIE (PROV_1-EXT E PROV_2-EXT) E NO INTERIOR (PROV_1-INT E PROV_2-INT) DE 2 PROVETES CÚBICOS COM 20 CM DE ARESTA DO BETÃO GR190, FABRICADO COM GRANITO, DURANTE O ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA DIFUSIBILIDADE TÉRMICA. 382
FIGURA 4.95 – VARIAÇÃO DA TEMPERATURA NA SUPERFÍCIE (PROV_1-EXT E PROV_2-EXT) E NO INTERIOR (PROV_1-INT E PROV_2-INT) DE 2 PROVETES CÚBICOS COM 20 CM DE ARESTA DO BETÃO TR190, FABRICADO COM INERTES GROSSOS DE CALCÁRIO E AREIA SILICIOSA, DURANTE O ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA DIFUSIBILIDADE TÉRMICA. 382
FIGURA 4.96 – DIFUSIBILIDADE DOS BETÕES TR190, GR190 E XR190. VALORES OBSERVADOS NOS ENSAIOS E VALORES CALCULADOS PELA EXPRESSÃO 4.42, CONSIDERANDO A DIFUSIBILIDADE A 60 ºC ESTIMADA DOS COMPONENTES. 383

FIGURA 4.97 - DIFUSIBILIDADE DE VÁRIAS BARRAGENS DE BETÃO CONVENCIONAL (BC) E BCC, E AINDA OS RESULTADOS DA DIFUSIBILIDADE DOS BETÕES DE REFERÊNCIA (LAB. TR190, LAB. GR190 E LAB. XR190). BETÕES FABRICADOS COM DIFERENTES TIPOS DE INERTE. 384
FIGURA 5.1 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO, RELATIVAMENTE À RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DO BETÃO EM MASSA, EM FUNÇÃO DO VOLUME DE PASTA E DO TEMPO DECORRIDO ENTRE A COLOCAÇÃO DAS CAMADAS [297]. 388
FIGURA 5.2 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS COM DIFERENTE SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. CURA: 1 DIA A 20ºC E 65% HR 397
FIGURA 5.3 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS COM DIFERENTE SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. CURA: 1 DIA A 20ºC E 95% HR 398
FIGURA 5.4 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS COM DIFERENTE SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO POR CINZAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. CURA: 2 DIAS A 20ºC E 65% HR 398
FIGURA 5.5 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=450, F/L=0. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 399
FIGURA 5.6 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=450, F/L=0,15. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 399
FIGURA 5.7 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=450, F/L=0,30. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 400
FIGURA 5.8 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:2,6 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=517,5, F/L=0,26. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 400
FIGURA 5.9 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:2,3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=585, F/L=0,346. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 401
FIGURA 5.10 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:2,3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=585, F/L=0,46. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 401
FIGURA 5.11 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:3 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=450, F/L=0,5. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 402
FIGURA 5.12 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:1,87 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=720, F/L=0,56. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 402
FIGURA 5.13 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:2 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=675, F/L=0,67. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 403
FIGURA 5.14 – ADERÊNCIA DE ARGAMASSAS, POR ENSAIO DE FLEXÃO (7, 28 E 90 DIAS), FABRICADAS COM TRAÇO 1:1,5 E CONSISTÊNCIA CONSTANTE. C+F=900, F/L=0,75. RESULTADOS OBTIDOS NOS PROVETES SEM JUNTA E COM JUNTA SUJEITA A TRÊS CONDIÇÕES DE CURA. 403
FIGURA 5.15 – FABRICO DOS PROVETES CÚBICOS DE 15 CM DE ARESTA NA MESA VÊBÊ. 407
FIGURA 5.16 – MOLDES CÚBICOS DE 15 CM DE ARESTA COM A CAMADA INFERIOR COLOCADA 408
FIGURA 5.17 - PROVETES CÚBICOS DE 15 CM DE ARESTA APÓS SEREM RETIRADOS DOS MOLDES. A FACE DE ENCHIMENTO DOS CUBOS ESTÁ COLOCADA NA VERTICAL PELO QUE A JUNTA APRESENTA-SE TAMBÉM NA VERTICAL. 409
FIGURA 5.18 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO **X**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI CONSERVADA A 20º C, NAS DUAS CONDIÇÕES DE HUMIDADE RELATIVA ASSINALADAS. 410
FIGURA 5.19 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO **Y**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI CONSERVADA A 20º C, NAS DUAS CONDIÇÕES DE HUMIDADE RELATIVA ASSINALADAS. 411
FIGURA 5.20 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO **Z**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI CONSERVADA A 20º C, NAS DUAS CONDIÇÕES DE HUMIDADE RELATIVA ASSINALADAS. 411
FIGURA 5.21 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI CONSERVADA A 20º C E 100% HR DURANTE 0, 6, 12 OU 24 HORAS. 413
FIGURA 5.22 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI CONSERVADA A 20º C E 50% HR DURANTE 0, 6, 12 OU 24 HORAS. 415

FIGURA 5.23 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DE PROVETES PREPARADOS SEM JUNTA OU COM LIGAÇÃO ÀS 48 HORAS DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI CONSERVADA A 20° C E 100% HR. NOS BETÕES COM JUNTA FOI COLOCADA UMA ARGAMASSA DE LIGAÇÃO. 415
FIGURA 5.24 – RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DE ARGAMASSAS OBTIDAS POR PENEIRAÇÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. AS LINHAS NA HORIZONTAL CORRESPONDEM AO INÍCIO E FIM DE PRESA, DE ACORDO COM A NP 1387. 416
FIGURA 5.25 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO. CONDIÇÕES MAIS E MENOS FAVORÁVEIS À LIGAÇÃO, ENCONTRADAS NOS ENSAIOS REALIZADOS, COM BASE NA RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO (F_TJ) E A RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DO BETÃO EM MASSA (F_T). 416
FIGURA 5.26 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DA ZONA DE LIGAÇÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI SUBMETIDA A DIFERENTES CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO. O ENSAIO REALIZADO NÃO PERMITE DIFERENCIAR BETÕES COM COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE INFERIOR A 1,2 X 10^{-12} M/S. 418
FIGURA 5.27 – RESISTÊNCIA AO CORTE DA ZONA DE LIGAÇÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. A SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR FOI SUBMETIDA A DIFERENTES CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO. 419
FIGURA 5.28 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y1. NA LIGAÇÃO ÀS 72 HORAS FOI COLOCADA UMA ARGAMASSA NA SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 2H20M E O FIM DE PRESA ÀS 14H00. 425
FIGURA 5.29 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y2. NA LIGAÇÃO ÀS 72 HORAS FOI COLOCADA UMA ARGAMASSA NA SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 1H50M E O FIM DE PRESA ÀS 6H00. 426
FIGURA 5.30 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y3. NA LIGAÇÃO ÀS 72 HORAS FOI COLOCADA UMA ARGAMASSA NA SUPERFÍCIE DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 9H00M E O FIM DE PRESA ÀS 26H30. 426
FIGURA 5.31 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y4. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 8H45M E O FIM DE PRESA ÀS 31H00. 430
FIGURA 5.32 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y5. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 1H50M E O FIM DE PRESA ÀS 14H00. 431
FIGURA 5.33 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DOS BETÕES Y4 E Y5. NO EIXO DAS ABCISSAS A INDICAÇÃO "*+ARG*" REFERE-SE ÀS LIGAÇÕES EM QUE SE COLOCOU ARGAMASSA ENTRE AS DUAS CAMADAS DE BETÃO. 431
FIGURA 5.34 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y6. A INDICAÇÃO "*S/TRAT.*" REFERE-SE AOS PROVETES EM QUE NÃO SE RETIROU A ARGAMASSA SUPERFICIAL DA CAMADA INFERIOR E A INDICAÇÃO "*C/TRAT.*" REFERE-SE AOS PROVETES EM QUE A SUPERFÍCIE FOI ESCOVADA. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 7H30M E O FIM DE PRESA ÀS 18H45M. 434
FIGURA 5.35 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DO BETÃO Y7. A INDICAÇÃO "*S/TRAT.*" REFERE-SE AOS PROVETES EM QUE NÃO SE RETIROU A ARGAMASSA SUPERFICIAL DA CAMADA INFERIOR E A INDICAÇÃO "*C/TRAT.*" REFERE-SE AOS PROVETES EM QUE A SUPERFÍCIE FOI ESCOVADA. O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO OCORREU ÀS 57H00M E O FIM DE PRESA ÀS 90H00M. 435
FIGURA 5.37 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DA LIGAÇÃO DOS BETÕES Y6, Y7 E Y8. O BETÃO DA CAMADA INFERIOR JÁ SE ENCONTRAVA NO ESTADO ENDURECIDO QUANDO SE COLOCOU A CAMADA SUPERIOR, EXCEPTO NOS PROVETES SEM JUNTA (0H). A INDICAÇÃO "*S/TRAT.*" REFERE-SE AOS PROVETES EM QUE NÃO SE RETIROU A ARGAMASSA SUPERFICIAL DA CAMADA INFERIOR E A INDICAÇÃO "*C/TRAT.*" REFERE-SE AOS PROVETES EM QUE A SUPERFÍCIE FOI ESCOVADA. 437
FIGURA 5.38 - PROVETE **A:** LIGAÇÃO APÓS O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR; ZONA DE LIGAÇÃO SEM INERTES GROSSOS POR EFEITO DE PAREDE. PROVETE **B:** LIGAÇÃO COM O BETÃO DA CAMADA INFERIOR NO ESTADO FRESCO, ALGUM TEMPO ANTES DO INÍCIO DE PRESA; INTERPENETRAÇÃO DE INERTES GROSSOS NA ZONA DE LIGAÇÃO. 440
FIGURA 6.1 – ESQUEMA DA ZONA DE LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS. CASO A – BETÃO DA CAMADA INFERIOR NO ESTADO FRESCO, EXIBINDO UMA CONSISTÊNCIA SEMELHANTE À DA CAMADA SUPERIOR; CASO B – BETÃO DA CAMADA INFERIOR NA FASE INICIAL DA PRESA OU ENDURECIMENTO; CASO C – BETÃO DA CAMADA INFERIOR ENDURECIDO. 454
FIGURA 6.2 – PROVETE CILÍNDRICO DE BETÃO APÓS A ROTURA POR TRACÇÃO SIMPLES. A LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS OCORREU ANTES DO INÍCIO DE PRESA DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR. A ROTURA POR TRACÇÃO NÃO OCORREU NA ZONA DE LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS. A SUPERFÍCIE DE ROTURA APRESENTA-SE IRREGULAR E CONTORNA OU ATRAVESSA OS INERTES GROSSOS. 455
FIGURA 6.3 – PROVETE CILÍNDRICO DE BETÃO APÓS A ROTURA POR TRACÇÃO SIMPLES. A LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS OCORREU APÓS O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR. A ROTURA POR TRACÇÃO OCORREU NA ZONA DE LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS. A SUPERFÍCIE DE ROTURA APRESENTA-SE PLANA E NÃO ATRAVESSA NEM CONTORNA OS INERTES GROSSOS. 456
FIGURA 6.4 – LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS APÓS O INÍCIO DE PRESA DO BETÃO DA CAMADA INFERIOR, COM INTERPOSIÇÃO DE UMA ARGAMASSA DE LIGAÇÃO: EM BAIXO - BETÕES MAIS SECOS; EM CIMA - BETÕES COM MAIOR TRABALHABILIDADE. 457

FIGURA B1 - GRANULOMETRIA LASER DO CIMENTO I 32,5 R DA SECIL 505
FIGURA B2 - GRANULOMETRIA LASER DO CIMENTO I 32,5 R DE ALHANDRA 506
FIGURA B3 - GRANULOMETRIA LASER DO CIMENTO I 32,5 R DE SOUSELAS 506
FIGURA B4 - GRANULOMETRIA LASER DO CIMENTO I 42,5 R DE ALHANDRA 507
FIGURA B5 - GRANULOMETRIA LASER DO CIMENTO IV 32,5 DA SECIL 507
FIGURA B6 - GRANULOMETRIA LASER DO CIMENTO IV 32,5 DE ALHANDRA 508
FIGURA B7 - GRANULOMETRIA LASER DOS CIMENTOS 508
FIGURA C1 - GRANULOMETRIA LASER DAS CINZAS DE SINES. 511
FIGURA C2 - GRANULOMETRIA LASER DAS CINZAS DO PEGO. 512
FIGURA C3 - GRANULOMETRIA LASER DAS CINZAS VOLANTES. 512
FIGURA D.1 – GRANULOMETRIA DAS FRACÇÕES DO XISTO, DESIGNADOS POR INERTES X4. 515
FIGURA D.2 – GRANULOMETRIA DAS FRACÇÕES DO GRANITO, DESIGNADOS POR INERTES G3. 515
FIGURA D.3 – GRANULOMETRIA DAS FRACÇÕES DO GRANITO ALTERADO, DESIGNADOS POR INERTES G2. 516
FIGURA D.4 – GRANULOMETRIA DAS FRACÇÕES DO CALCÁRIO E DA AREIA SILICIOSA, DESIGNADOS POR INERTES CB. 516
FIGURA G.1 – GRANULOMETRIA DOS SÓLIDOS (INERTES E LIGANTE) NOS BETÕES XR. 530
FIGURA G.2 – GRANULOMETRIA DOS SÓLIDOS (INERTES E LIGANTE) NOS BETÕES GR. 530
FIGURA G.3 – GRANULOMETRIA DOS SÓLIDOS (INERTES E LIGANTE) NOS BETÕES TR. 531
FIGURA H.1 - SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE FOURIER PARA PROVETES CÚBICOS [288]. 535

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 3.1 - ENSAIOS A REALIZAR SOBRE OS INERTES GROSSOS A UTILIZAR EM BCC 85
QUADRO 3.2 - ENSAIOS A REALIZAR SOBRE AREIAS A UTILIZAR EM BCC 86
QUADRO 3.3 – GRANULOMETRIA DOS INERTES NO BCC (ACI-207.5R) [62] 90
QUADRO 3.4 – CURVA IDEAL DOS INERTES GROSSOS, ASCE [46] 90
QUADRO 3.5 – FUSO DOS INERTES FINOS, ASCE [46] 91
QUADRO 3.6 – DOSAGEM DE INERTE FINO, ASCE [46] 91
QUADRO 3.7 – COMPONENTES DO BARLAC/ROLAC [116] 93
QUADRO 3.8 – COMPOSIÇÃO QUÍMICA DE CINZAS ESCÓRIAS E CIMENTO (CONSTITUINTES PRINCIPAIS) 97
QUADRO 3.9 – VOLUME DE INERTES GROSSOS NO BCC [111] 116
QUADRO 3.10 – DOSAGEM DE FINOS NO BETÃO 117
QUADRO 3.11 – DOSAGENS ESTIMADAS NA COMPOSIÇÃO DO BCC[94] 118
QUADRO 3.12 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E À FLEXÃO DOS CIMENTOS 128
QUADRO 3.13 - PROPRIEDADES FÍSICAS DOS CIMENTOS 128
QUADRO 3.14 - CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DOS CIMENTOS 129
QUADRO 3.15 - CONSTITUIÇÃO DOS CIMENTOS TIPO IV 129
QUADRO 3.16 – CARACTERÍSTICAS DAS CINZAS VOLANTES 130
QUADRO 3.17 - COMPOSIÇÃO DAS ARGAMASSAS. SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO; CONSISTÊNCIA CONSTANTE 131
QUADRO 3.18 - COMPOSIÇÃO DAS ARGAMASSAS. ADIÇÃO DE CINZAS; CONSISTÊNCIA CONSTANTE 131
QUADRO 3.19 - COMPOSIÇÃO DAS ARGAMASSAS. SUBSTITUIÇÃO DE CIMENTO E CONSISTÊNCIA VARIÁVEL 132
QUADRO 3.20 – CARACTERÍSTICAS DE CINZAS VOLANTES [162] 161
QUADRO 3.21 - IDENTIFICAÇÃO DOS INERTES 167
QUADRO 3.22 – IDENTIFICAÇÃO DOS CIMENTOS 167
QUADRO 3.23 – IDENTIFICAÇÃO DOS ADJUVANTES 169
QUADRO 3.24 – CARACTERÍSTICAS DAS ROCHAS 169
QUADRO 3.25 - CARACTERÍSTICAS DOS INERTES 170
QUADRO 3.26 - ÍNDICE VOLUMÉTRICO DOS INERTES 170
QUADRO 3.27 – CARACTERÍSTICAS DOS ADJUVANTES 170
QUADRO 3.28 – PREPARAÇÃO DE PROVETES 186
QUADRO 3.29 – ENSAIOS REALIZADOS PARA OS ESTUDOS DE COMPOSIÇÃO 188
QUADRO 3.30 – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES 194
QUADRO 3.30 (CONTINUAÇÃO) – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES 195
QUADRO 3.31 – SÍNTESE DAS COMPOSIÇÃO DE BETÃO UTILIZADAS 196
QUADRO 3.32 – RESULTADOS DOS ENSAIOS 197
QUADRO 3.32 (CONTINUAÇÃO) – RESULTADOS DOS ENSAIOS 198
QUADRO 3.33 – EFEITO DO ADJUVANTE NA CONSISTÊNCIA DE ARGAMASSAS 226
QUADRO 4.1 - CARACTERÍSTICAS DO BCC [8] 250
QUADRO 4.2 – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 254
QUADRO 4.3 – ENSAIOS REALIZADOS PARA A CARACTERIZAÇÃO DO BCC 256
QUADRO 4.4 – DIMENSÕES E PREPARAÇÃO DE PROVETES 257
QUADRO 4.5 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (f_c)* DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 270
QUADRO 4.6 – RESISTÊNCIA À TRACÇÃO (f_{ct}) DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 291
QUADRO 4.7 – RESISTÊNCIA À FLEXÃO (f_{ctl}) DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 294
QUADRO 4.8 – RESISTÊNCIA AO CORTE (δ) DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 300
QUADRO 4.9– COMPOSIÇÃO BETÃO CONVENCIONAL USADO NO ENSAIO DE ABRASÃO 304
QUADRO 4.10 – RESISTÊNCIA À ABRASÃO 304
QUADRO 4.11 – MASSA VOLÚMICA (γ) DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 310
QUADRO 4.12 - COEFICIENTE α_E PARA ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE [234]. 314
QUADRO 4.13 - COEFICIENTE S A USAR NA EXPRESSÃO 4.11 [237] 315
QUADRO 4.14 – MÓDULO DE ELASTICIDADE (E_c) DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 316
QUADRO 4.15 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE (K) DOS BETÕES DE REFERÊNCIA 339
QUADRO 4.16 – ELEVAÇÃO ADIABÁTICA DE BETÕES FABRICADOS COM CINZAS OU COM ESCÓRIAS 376
QUADRO 5.1 - ESPECIFICAÇÃO DE MATURIDADE PARA COLOCAÇÃO DAS CAMADAS [10, 300] 393
QUADRO 5.2 – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z** 404
QUADRO 5.3 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BETÕES **X**, **Y** E **Z**. 406
QUADRO 5.4 – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES Y1, Y2 E Y3 421
QUADRO 5.5 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TEMPOS DE PRESA DOS BETÕES Y1, Y2 E Y3. 422

QUADRO 5.6 – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES Y4 E Y5 429
QUADRO 5.7 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TEMPOS DE PRESA DOS BETÕES Y4 E Y5. 429
QUADRO 5.8 – COMPOSIÇÃO DOS BETÕES Y6, Y7 E Y8 433
QUADRO 5.9 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TEMPOS DE PRESA DOS BETÕES Y6, Y7 E Y8. 434
QUADRO A.1 - COMPOSIÇÕES DE BCC DE BARRAGENS DOS ESTADOS UNIDOS 495
QUADRO A.1 - (CONTINUAÇÃO) 496
QUADRO A.2 - COMPOSIÇÕES DE BCC DE BARRAGENS DO JAPÃO 497
QUADRO A.3 - COMPOSIÇÕES DE BCC DE BARRAGENS DE ESPANHA 498
QUADRO A.4 - COMPOSIÇÕES DE BCC DE BARRAGENS DA CHINA 499
QUADRO A.5 - COMPOSIÇÕES DE BCC DE BARRAGENS SUL AFRICANAS E AUSTRALIANAS 500
QUADRO A.6 - COMPOSIÇÕES DE BCC DE BARRAGENS DE OUTROS PAÍSES 501
QUADRO G.1 - DOSAGEM DE INERTES NOS BETÕES XR 529
QUADRO G.2 - DOSAGEM DE INERTES NOS BETÕES GR 529
QUADRO G.3 - DOSAGEM DE INERTES NOS BETÕES TR 529

PREFACIO

Las presas han evolucionado desde las construidas por los romanos hasta las de nuestros días teniendo siempre como premisas tres factores primordiales: durabilidad, impermeabilidad y economía. En la década de los setenta del siglo XX surgió una nueva tecnología nacida bajo los auspicios de una construcción más rápida y económica de presas de fabrica que se denominó "Roller Compacte Concrete" (RCC) o "Betão Compactado com Cilindros" (BCC).

Esta tecnología fue una consecuencia lógica de la evolución de los sistemas convencionales hacia materiales y medios constructivos conformes con las nuevas técnicas. El Hormigón BCC utilizado en este procedimiento de construcción de presas emplea las técnicas de puesta en obra de los materiales sueltos en la colocación y consolidación del hormigón, aunando la rapidez de ejecución y economía de la puesta en obra de los materiales sueltos con las características del hormigón, que a su vez debe adecuarse a los materiales disponibles y tipo de puesta en obra.

El Betão Compactado com Cilindros (BCC) es pues un hormigón seco extendido de forma continua, con un gran espaciamiento entre las juntas funcionales de la presa, en tongadas de unos 30cm y consolidado mediante la utilización de compactadores lisos vibrantes muy potentes. Esta forma de puesta en obra genera un elevado número y una elevada superficie de juntas horizontales de trabajo. Conseguir que estas juntas tengan la adecuada resistencia y permeabilidad y que exista compatibilidad y conformidad entre el proceso deformacional y el termohidraulicomecánico del hormigón, fueron y son las partes más débiles del desarrollo de esta técnica de construcción de presas con hormigones BCC.

Analizando la evolución técnica de las presas de BCC en el mundo, parece a primera vista que se ha producido de forma descoordinada y con una gran heterogeneidad conceptual. Sin embargo, una segunda meditación sobre esta nueva técnica y material pone de manifiesto que la aparente disociación de caminos en el desarrollo en algunos países no ha sido tal, encontrándose su acomodo dentro de un único planteamiento y visión general. La idiosincrasia y situación coyuntural de cada país fue la que encaminó a la técnica hacia uno u otro rumbo.

En lo que se refiere al material de construcción -hormigón BCC- el fin general es diseñar uno que sea económico, que se estabilice con el tiempo en su relación con el medio ambiente, cuyas características sean susceptibles de control y que, durante un espacio de tiempo, permita conformar, con una determinada puesta en obra, una fábrica que, en su ensamblaje o no con otros elementos estructurales o funcionales -pantallas o recubrimientos- dé como resultado una estructura durable, impermeable y resistente.

En un determinado diseño la definición del material para un elemento estructural o funcional está condicionada por su relación con los otros elementos y con el medio ambiente. No existen diferentes concepciones del hormigón BCC, lo que existen son diferentes diseños estructurales con diferentes relaciones funcionales entre sus elementos y con el medio ambiente.

En las presas con elemento en su paramento mojado al que se le asigna la función impermeable, se exige reconocer explícitamente este hecho en la definición del material de construcción y en la forma y condiciones de su puesta en obra. Este tipo de presas, en todas sus variantes e incluido el hardfill, introdujo diferentes condicionamientos y flexibiliza y amplia la oferta, es decir, insertan nuevas variantes en el análisis del binomio seguridad – economía.

La aptitud para la unión entre tongadas depende, entre otras muchas, del tiempo entre tongadas, de las características de la pasta, de la cantidad de pasta, de la composición del hormigón y su comportamiento en estado fresco, del estado medio ambiental hasta que se recubra la superficie de la tongada y de la compactación y puesta en obra en general.

En este trabajo se aborda en primer lugar un objetivo de carácter iniciatico y territorial cual es el análisis de cómo influyen en las características de los hormigones BCC la utilización de los diversos tipos de áridos, cementos y cenizas volantes presentes en el territorio portugués. Los resultados obtenidos matizan y consolidan los conocimientos que al respecto se pueden encontrar en la bibliografía y son una excelente y fundamental base para el desarrollo del hormigón BCC en Portugal.

En segundo lugar se aborda en este trabajo el objetivo de avanzar en el conocimiento de cómo influyen distintos parámetros en la aptitud para unión entre tongadas. Los parámetros considerados son el tiempo que transcurre hasta la colocación de la tongada superior, la humedad relativa medioambiental, del estado de endurecimiento y del tipo de tratamiento realizado sobre la superficie del hormigón. Los resultados son de trascendencia y de gran importancia, y ponen en cuestión algunos aspectos importantes de algunas opiniones hasta ahora aceptadas.

En el libro se tratan todos los temas con profundidad y compromiso y se desarrollan con fundamento en un extenso y completo programa de investigación. El autor, António Bettencourt Ribeiro, ha realizado un magnifico trabajo y se hace acreedor al reconocimiento de la comunidad científica y técnica.

Santander Enero de 2003
Joaquín Díez-Cascón Sagrado

AGRADECIMENTOS

Um trabalho desta natureza não pode ser efectuado sem a colaboração de várias pessoas, sem as quais era praticamente impossível elaborar esta dissertação. Essa colaboração foi efectuada de forma generosa pelos orientadores e por engenheiros e experimentadores do LNEC. Desta forma o autor quer expressar os seus sinceros agradecimentos a todos quantos participaram neste trabalho. Entre eles os que mais dedicadamente se empenharam são citados de seguida.

Aos orientadores:
ao professor Joaquim Sampaio pela sua pronta disponibilidade e preciosa colaboração na orientação do trabalho;
ao professor Joaquín Díez-Cascón, pela sua empenhada dedicação, disponibilidade e orientação e pelas sugestões de aperfeiçoamento do trabalho que o enriqueceram de forma substancial;
ao Investigador Arlindo Gonçalves, que empenhadamente acompanhou o trabalho, pela orientação na definição de objectivos, estruturação, aperfeiçoamento da dissertação e revisão final do texto.

Aos engenheiros e experimentadores do LNEC:
aos Investigadores José Manuel Catarino e Manuel J. Esteves Ferreira pelo incentivo e total apoio à realização do trabalho;
à Investigadora Maria Olinda pela disponibilidade e colaboração na parte da dissertação relativa à durabilidade;
aos investigadores Silva Gomes e Carlos Pina pelo apoio manifestado;
aos experimentadores e auxiliares de ensaio do Núcleo de Aglomerantes e Betões do LNEC pela sua participação nos trabalhos experimentais que englobaram a preparação de alguns milhares de provetes de betão e de argamassa, especialmente a dois deles, os Técnicos Experimentadores João Balsinha e Manuel Bernardino, aos quais foi necessário sacrifício pessoal para que os trabalhos fossem realizados nos prazos previstos;
a todos os colegas do Departamento de Materiais de Construção do LNEC pelo apoio manifestado.

À Professora Maria Teresa Santana o seu apoio e simpatia manifestados.

À Srª Rosália Jesus pela colaboração na preparação do texto para impressão.

O autor deseja ainda agradecer à actual e anterior direcção do Laboratório Nacional de Engenharia Civil pelas facilidades concedidas para a realização do trabalho e à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por aceitar o autor como aluno de doutoramento no âmbito do convénio entre a FEUP e o LNEC.

A todos estes, e aos que por lapso podem não estar citados mas que colaboraram no trabalho, os maiores agradecimentos do autor.

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABREVIATURAS

ACI – American Concrete Institute;

ASCE –American Society of Civil Engineers;

ASTM – American Society for Testing and Materials;

BaCaRa – Projecto nacional francês para o estudo das barragens em BCC;

BARLAC/ROLAC – Designação do ligante aplicado nas barragens francesas de BCC, constituído por cinzas volantes ricas em cal e escória de alto forno;

BC – Betão Convencional;

BCC – Betão Compactado com Cilindros;

BS – British Standard;

CBGB – Comité Brasileiro de Grandes Barragens;

CEB – Comité Euro-International du Béton;

CIGB – Comité Internacional das Grandes Barragens;

CIRIA - Construction Industry Research and Information Association;

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto;

ICOLD - International Commission on Large Dams;

ISRM – International Society for Rock Mechanics;

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

RBLH - Regulamento de Betões e Ligantes Hidráulicos;

RCD - Roller Compacted Dam Concrete;

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;

RILEM – The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures

TVA - Tennessee Valley Authority;

UC – Universidad Cantabria;

USACE – United States Army Corps of Engineers;

USBR - United States Bureau of Reclamation.

SÍMBOLOS

A – dosagem de água ou área (nas secções 4.7 e 4.9);

C – dosagem de cimento;

$C_{eq.}$ – soma da dosagem de cimento e de pozolana;

c – calor específico;

CD – resistência à compressão diâmetral;

Dmáx ou D – máxima dimensão nominal dos inertes;

d – abertura do peneiro;

d_{90}, d_{50} ou d_{10} – dimensão correspondente à acumulação de 90%, 50% ou 10% das partículas, ou seja se d_y=X então y% das partículas tem dimensão inferior a X;

E - módulo de elasticidade

E_c – módulo de elasticidade secante em compressão;

$E'_{c,t0}$ – módulo de elasticidade tangente em compressão à idade t_0;

F – dosagem de cinzas volantes;

f_c – resistência à compressão simples;

f_{ck} – resistência característica à compressão simples;

f_{ct} – resistência à tracção;

f_{ctl} – resistência à flexão;

f_{tj} – resistência à tracção na junta:

g – aceleração da gravidade;

h – altura;

h^2 – difusibilidade;

H – pressão em coluna de água;

hr – humidade relativa;

i – gradiente de pressão;

K – coeficiente de permeabilidade;

k – permeabilidade intrinseca do meio poroso (secção 4.7) ou condutibilidade (secção 4.9).

k_1, k_2 – constantes;

L – dosagem de ligante:

l – comprimento;

m – massa;

P – pressão;

Q – caudal;

V – volume;

Vp – volume de pasta;

Vm – volume de argamassa;

v – velocidade;

t – tempo;

α_c coeficiente para determinação do módulo de elasticidade;

δ - resistência ao corte;

ε - extensão;

γ - massa volúmica;

γ_c - massa volúmica do betão endurecido;

γ_f - massa volúmica do betão fresco;

φ - coeficiente de fluência;

μ - viscosidade;

ν - porosidade;

ρ - massa volúmica;

σ - tensão;

θ - temperatura;

θ_i – temperatura inicial;

θ_{ct} - temperatura no centro do provete ao tempo t;

θ_{st} - temperatura na superfície do provete ao tempo t;

θ_{c0} - temperatura inicial no centro do provete;

θ_{s0} - temperatura inicial na superfície do provete;

BETÃO COMPACTADO COM CILINDROS

COMPOSIÇÃO E CARACTERÍSTICAS

1 - JUSTIFICAÇÃO E OBJECTIVO

O Betão Compactado com Cilindros (BCC) é um material utilizado principalmente na construção de barragens e pavimentos. O BCC é um betão seco consolidado por vibração externa muito potente, efectuada através dos cilindros vibradores usados na compactação de solos. Este material difere do betão convencional[1] (BC) não só no método de colocação mas também na consistência e na composição. De facto a consistência tem de ser tal que permita a circulação dos pesados cilindros na superfície do betão e a composição caracteriza-se, entre outros parâmetros, pela incorporação de uma dosagem reduzida de cimento. Estas diferenças na consistência, na composição e na energia de compactação traduzem-se num produto com características específicas, que podem ser distintas das que são usuais no betão convencional.

Não existe nenhuma definição simples e rigorosa sobre BCC. Existem, no entanto, na literatura algumas descrições sobre este betão que podem conduzir a interpretações erróneas sobre a sua natureza, como aquelas que apresentam o BCC como um material que se situa na fronteira entre os solos e os betões. Esta forma de caracterizar o BCC sugere que se trata de um betão de inferior qualidade e não de um betão especial. O BCC é constituído pelo mesmo tipo de componentes que o betão convencional e a estrutura de produtos hidratados que lhe conferem coesão, resistência às tensões, impermeabilidade, durabilidade ou deformabilidade é de natureza idêntica à existente no BC. Apresenta porém características diferentes do BC e as condições de fabrico, transporte e compactação são também distintas.

---

[1] Esta designação, betão convencional (BC), não representa uma classificação de um tipo de betão, com características bem definidas, mas é uma nomenclatura muito utilizada quando se pretende designar o betão que pode ser compactado por vibradores de imersão ou, de forma genérica, o betão corrente e que pode ser fabricado, transportado e compactado pelos métodos tradicionais.

A aplicação de BCC na construção ou na reabilitação de barragens é uma das utilizações mais comuns deste material. Existem no mundo cerca de 200 barragens de BCC, construídas ou em construção, das quais mais de 10% estão situadas na vizinha Espanha [1]. As barragens de BCC são economicamente competitivas e constituem em geral uma solução alternativa às barragens tradicionais de betão convencional ou de aterro. Em Portugal não foi ainda construída nenhuma barragem de BCC embora a técnica de aplicação de betão com cilindros vibradores já tenha sido usada na execução de pavimentos semi-rígidos, tendo-se nessas obras designado o material por betão pobre [2, 3, 4, 5].

O bom desempenho das barragens de BCC mais recentes aumentou o interesse pela construção de barragens deste tipo em Portugal. O projecto da barragem de Veiguinhas em Bragança [6] prevê a construção de uma obra em BCC que poderá ser a primeira obra deste tipo de betão em Portugal. A médio prazo é também possível que se utilize esta técnica na construção de outras obras, nomeadamente na reabilitação de barragens existentes que exibam sinais de insegurança. Além da aplicação de BCC em barragens e pavimentos, este material pode também ser utilizado em obras de betão em massa, tais como lajes de fundação, muros de suporte, blocos maciços, ou, genericamente, onde seja adequado utilizar a técnica de compactação por cilindros vibradores.

A utilização do BCC é relativamente recente dado que as primeiras grandes obras só surgiram na década de 80 [7]. Assim, é natural que muitos conceitos não se encontrem consolidados e que falte consenso sobre diversos aspectos relacionados com este betão, tais como as metodologias a adoptar nos estudos de composição ou as características do material.

As obras de BCC são constituídas em geral por um conjunto de camadas de betão sobrepostas, colocadas, tanto quanto possível, de forma contínua e formando blocos de betão em massa de grande dimensão. Embora nas primeiras aplicações de BCC em barragens o comportamento deste material possa ter sido considerado não completamente satisfatório devido a excessiva fissuração do betão, figuras 1.1, 1.2 e 1.3, ou a deficiente ligação entre camadas [8, 9, 10], as construções posteriores, aproveitando a evolução do conhecimento sobre o material, mostraram que o BCC pode atingir níveis de qualidade semelhantes ao do betão convencional [11], com a salvaguarda do comportamento a longo prazo que só poderá ser avaliado com o decorrer do tempo. Na figura 1.4 apresenta-se o aspecto da face jusante da barragem de Arriaran em Espanha.



Figura 1.1 – Fissura vertical no corpo de uma barragem de BCC.

Efectivamente, no início o BCC não era formulado de forma a optimizar as características do betão mas para ter o mais baixo custo compatível com as características de densidade e coesão especificadas, e era de certa forma considerado como um solo melhorado pela adição de cimento [12]. Actualmente já não existe esta abordagem nos estudos de composição do betão apesar de por vezes se usarem ainda métodos geotécnicos na sua formulação.

A melhoria do desempenho do BCC, relativamente aos betões aplicados nas primeiras obras, pode ser conseguido sem aumentar significativamente o custo da sua produção, desde que se usem adequadamente os conhecimentos já adquiridos sobre outros tipos de betão e se compreenda melhor a especificidade deste betão muito seco. Neste sentido um dos temas que se encontra em franco desenvolvimento, e que tem sido objecto de vários estudos de investigação,

é o conhecimento das propriedades deste material, de forma a melhorar as suas características e a aumentar a confiança na sua aplicação, aspectos essenciais em obras de grande importância, como as são barragens, em que as preocupações com a segurança e a durabilidade estão sempre presentes.



Figura 1.2 – Fissuras verticais nas camadas de betão de uma barragem de BCC

Quando se pretende determinar a composição de um BCC, de modo a que o betão nos estados fresco e endurecido satisfaça as características exigidas no projecto, não existem ainda regulamentos que enquadrem os procedimentos a adoptar, nem critérios bem definidos sobre as características dos componentes ou sobre os métodos mais adequados a utilizar na formulação da composição, como é já corrente para outros tipos de betão. Duma forma simplificada podem distinguir-se duas vias para a formulação das composições de BCC [13]: uma que segue os conceitos da mecânica dos solos e a outra que adopta a abordagem dos estudos de composição de betões convencionais. A primeira metodologia é utilizada para betões mais pobres e mais secos e a segunda para betões com melhor desempenho. Nos últimos anos constata-se que esta segunda metodologia tem sido mais aplicada [14]. De qualquer forma, em ambas as metodologias o processo de optimização da mistura baseia-se ainda em efectuar uma série de ensaios, mais ou menos extensa, sobre betões com diferentes composições de modo a encontrar um betão que cumpra as características especificadas em projecto. Esta técnica pressupõe, em geral, um conhecimento prévio aproximado das características que o betão irá exibir em função da composição adoptada. Embora já existam algumas orientações sobre a formulação do BCC,

tais como fusos granulométricos mais adequados ou relações entre a dosagem de ligante e a resistência à compressão do betão, observam-se ainda muitas variações na qualidade dos componentes utilizados e nas composições adoptadas.



Figura 1.3 – Aspecto do coroamento fissurado de uma barragem de BCC. A fissura vertical atravessa toda a espessura da barragem.

Em função do exposto julgou-se importante efectuar um trabalho que, utilizando cimentos, adições, inertes e adjuvantes existentes no nosso país, permita, por um lado, contribuir para estabelecer critérios de selecção para os estudos de composição e, por outro, fazer a caracterização das propriedades mais relevantes do BCC, estudando a influência do tipo e da dosagem dos componentes no comportamento do betão. Relativamente ao comportamento do betão é dada uma especial atenção à zona de ligação entre camadas, que é normalmente a zona mais débil do BCC devido à metodologia de construção.

Assim os principais objectivos deste trabalho foram os seguintes:

a) estudar a composição do BCC avaliando a influência dos componentes nas características mais relevantes do betão;
b) avaliar as características potenciais do BCC, fabricado com diferentes composições de referência;
c) estudar o comportamento da ligação entre camadas.

O estudo do material não pode ser dissociado do fim a que se destina, pelo que o trabalho foi desenvolvido considerando que as principais aplicações se destinam à construção de barragens, obras de contenção ou outras aplicações de betão em massa. A utilização de BCC em pavimentos apresenta algumas particularidades que não foram tidas em conta neste estudo, como por exemplo a menor relevância do calor de hidratação e da ligação entre camadas.

O trabalho está organizado em capítulos, sendo este o primeiro em que se apresentam as razões para o desenvolvimento do estudo e os objectivos a atingir. Na introdução, que se encontra no capítulo 2, faz-se uma apresentação breve de diferentes tipos de betão e um enquadramento histórico sobre a evolução do BCC. Neste capítulo referem-se ainda as aplicações do BCC, o âmbito do estudo, as principais vantagens e desvantagens do seu uso e abordam-se temas relativos ao fabrico, transporte, compactação e cura deste material.

Os três capítulos seguintes abordam separadamente cada um dos objectivos, ***a***, ***b***, e ***c***, atrás referidos. No capítulo 3, sobre os estudos de composição, apresentam-se os conceitos básicos sobre o BCC, fazem-se considerações sobre a selecção e a dosagem dos componentes, descrevem-se metodologias de formulação e apresenta-se o trabalho experimental realizado. Sobre o trabalho referem-se estudos sobre argamassas com cinzas volantes, estudos sobre a influências dos componentes nas características dos betões e apresentam-se as conclusões relativas aos estudos de composição.

No capítulo 4, sobre as características potenciais do BCC, enumeram-se as composições de referência usadas, apresentam-se as metodologias de ensaio e faz-se uma avaliação das características do BCC relativamente a cada uma das propriedades ensaiadas.

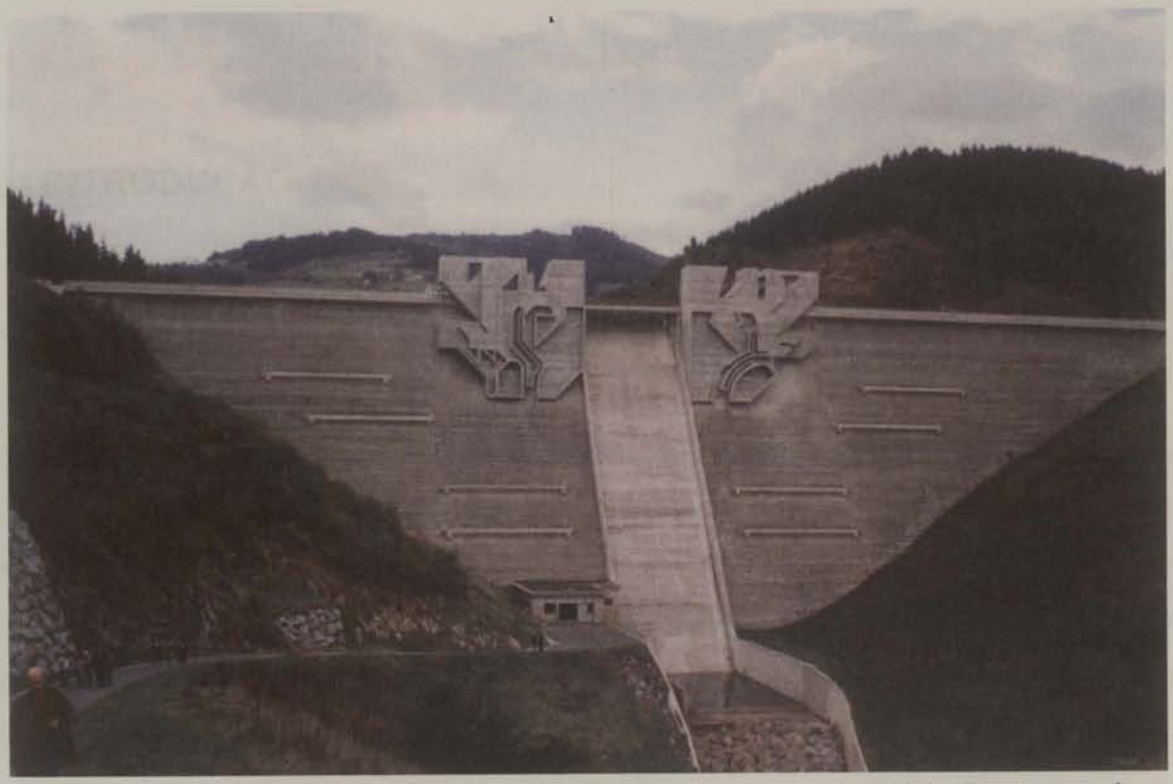


Figura 1.4 – Aspecto da face jusante da uma barragem de BCC. Barragem de Arriaran em Espanha.

No capítulo 5, sobre a ligação entre camadas, faz-se uma introdução ao tema, descrevendo os tipos de junta e os problemas associados a uma ligação deficiente, apresentam-se os ensaios realizados em argamassas e em betões e referem-se as conclusões sobre os parâmetros que mais influenciam a qualidade da ligação.

No capítulo 6 apresentam-se reflexões finais sobre o trabalho desenvolvido, avaliando os resultados obtidos face aos objectivos propostos e, finalmente, no capítulo 7 destacam-se as conclusões principais e propõem-se desenvolvimentos futuros ao trabalho.

2 - INTRODUÇÃO

2.1 - BREVE REFERÊNCIA A DIFERENTES TIPOS DE BETÃO

O material mais usado na construção de estruturas, em Portugal e na maior parte do mundo, é o betão [15, 16], que é constituído normalmente pela mistura de inertes, ligante, água e adjuvantes. A razão para que se utilize o betão de forma tão intensa reside provavelmente nos seguintes aspectos: pode moldar-se em várias formas e tamanhos; é económico e facilmente disponível nos locais das obras; os componentes existem na maior parte do mundo; a sua utilização exige um reduzido consumo de energia quando comparado com materiais alternativos; não tem problemas graves de conservação dos recursos naturais.

O betão é um material compósito que consiste numa matriz de base cimentícia, que resulta da mistura de água e de ligante, na qual estão imersas partículas de inerte. O ligante é em geral constituído por cimento, ou por cimento e adições, e os inertes são materiais granulares nomeadamente areias e partículas de rocha naturais ou britadas. Em geral fazem ainda parte da constituição do betão outros componentes que entram em pequena proporção, que são designados por adjuvantes. Os adjuvantes são introduzidos na mistura com o objectivo de melhorar determinadas características do betão. Este material, assim constituído, é bastante versátil tanto no que se refere às características que pode exibir como ao tipo de aplicação.

O betão pode ter características muito diversas o que permite satisfazer uma gama muito variada de requisitos. Podem ser fabricados betões com características tão diferentes como resistências à compressão de 0,5 MPa a mais de 800 MPa, ou massas volúmicas de 200 kg/m^3 a cerca de 5000 kg/m^3 [15, 17, 18, 19]. Esta extensa diversidade de valores dificilmente poderá ser atingida com outro material. O betão não é certamente a solução economicamente mais vantajosa em todas as situações mas é sem dúvida uma alternativa possível e competitiva em quase todo o mundo para uma vasta variedade de obras.

O betão é usado em diversos tipos de obras como edifícios públicos e industriais, pavimentos, travessas de caminhos de ferro, pontes, túneis, barragens, muros de suporte, condutas, chaminés, silos, reservatórios, muros cais ou outras obras marítimas, etc. A variedade de aplicações do betão é tão grande que facilmente se pode concluir que a maioria das estruturas do mundo moderno inclui a utilização deste material.

O material designado de forma genérica como betão engloba uma variedade muito grande de produtos diferentes. Estas diferenças podem ser identificadas pelos meios de fabrico, transporte, colocação e compactação ou pelas suas características específicas. Como diferentes métodos de fabrico, podem identificar-se os seguintes: betão preparado em central industrial; betão preparado em obra com meios artesanais de mistura; betão preparado em obra com auxílio de equipamentos de mistura mecânicos. Nos meios de transporte salientam-se: camiões betoneira com ou sem acessórios para mistura; tapetes rolantes; camiões simples; baldes; tractores. Os meios de colocação do betão também podem ser muito diferentes, como por exemplo: betão colocado a balde; betão bombeado; betão projectado; betão colocado com camiões e tractores; betão colocado com condutas. No que se refere à compactação do betão existem as seguintes situações: sem compactação; apiloamento; compactação por vibrador imerso; compactação externa por vibradores de cofragem; compactação externa por mesa vibrante; compactação pela própria velocidade de colocação; compactação externa por compressão e vibração; compactação por vácuo; compactação com réguas.

A designação do betão, baseada nas características do material ou na incorporação de elementos de reforço, traduz-se também numa outra forma de identificar este material. As designações mais comuns do betão são: betão simples; betão armado; betão pré-esforçado; betão leve; betão de alta resistência ou betão de elevado desempenho; betão com fibras; betão em massa; betão de enchimento; betão celular; betão branco; betão colorido; micro-betão; betão pesado; betão poroso; betão impermeável; betão resistente ao gelo-degelo; betão de pós reactivos, betão auto-nivelante, betão com polímeros, betão permeável, betão colocado debaixo de água, betão sem finos, etc.

Em seguida apresenta-se uma descrição resumida das principais características de alguns destes betões, referindo particularidades da sua composição e as principais aplicações [15].

a) Betões de enchimento

Betões que não são compactado e que apresentam resistências à compressão muito baixas. São betões auto-nivelantes que podem conter adições expansivas para reduzir a retracção. São usados principalmente em enchimento de escavações.

b) Betões permeáveis

Betões com elevada permeabilidade. Estes betões são relativamente secos e as dosagens de cimento são reduzidas (100 kg/m^3 a 150 kg/m^3). Os inertes são, em geral, monogranulares e as resistências à compressão não são muito elevadas. As principais aplicações são em lajes de ensoleiramento ou em condutas de drenagem.

c) Betões impermeáveis

Betões com reduzida permeabilidade à água. Estes betões têm sempre dosagens de água relativamente baixas de forma a que a relação A/C seja reduzida, normalmente inferior a 0,45. A dosagem de finos (partículas sólidas com dimensão inferior a 75 μm) deve ser elevada, pelo aumento da dosagem de cimento ou pela introdução de adições. Na composição do betão são normalmente usados plastificantes ou superplastificantes para redução da dosagem de água. As principais aplicações são em reservatórios ou em obras em que os betões estão expostos a ambientes agressivos.

d) Betões celulares

Betões que contêm uma elevada porção de ar. Estes betões contém bolhas de ar com dimensões visíveis (0,2 mm a 1 mm) ocupando um espaço de 30% a 80% do volume do betão. A relação A/C é cerca de 0,5 a 0,6 e a massa volúmica do betão é baixa, variando entre 150 kg/m^3 e 1500 kg/m^3. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade são também reduzidos estando em geral compreendidos respectivamente entre 0,5 MPa e 10 MPa e entre 1 GPa e 12 GPa. Estes betões têm, em geral, retracções apreciáveis, boa resistência ao gelo-degelo e muito fraca resistência à carbonatação. Estes betões são normalmente utilizados em isolamentos térmicos de edifícios ou de piscinas, enchimento de escavações e em blocos para paredes divisórias.

e) Betões resistentes ao gelo-degelo

Betões que suportam acções de congelamento e descongelamento da água existente nos poros sem sofrerem deterioração apreciável. Estes betões têm quase sempre ar introduzido,

normalmente devido à adição na mistura de um adjuvante introdutor de ar. A sua resistência ao gelo-degelo advém de ter uma adequada quantidade de bolhas de ar de pequena dimensão, regularmente espaçadas, que conseguem acomodar a expansão da água quando se transforma em gelo, evitando a criação de tensões elevadas no betão e a sua consequente desagregação. Os inertes destes betões devem ser também resistentes ao gelo-degelo. Estes betões são utilizados em climas frios onde se atingem frequentemente temperaturas abaixo de 0 °C.

f) Betões colocados debaixo de água

Estes betões devem ter, por um lado, uma coesão elevada no estado fresco para evitar a dispersão do ligante na água, mas, por outro, devem também ser suficientemente fluidos para permitir o seu fácil escoamento. Estas características são obtidas com a introdução de adjuvantes na mistura que actuam com uma dupla função: quando o betão está em repouso mantém-se coeso; quando o betão está em movimento a viscosidade diminui e a massa apresenta-se fluida. Estes betões são aplicados em obras marítimas ou hidráulicas.

g) Betões em massa

São designados como betões em massa aqueles que são aplicados em grande volume. Uma dos aspectos mais relevantes destes betões é a quantidade de calor libertada pelas reacções de hidratação do cimento. A limitação da elevação da temperatura no betão é importante para evitar a formação de fissuras. Assim, nestes betões a dosagem de cimento é em geral reduzida e os inertes têm grandes dimensões. O uso de pozolanas é de grande utilidade no controlo da elevação da temperatura do betão. Os betões aplicados em barragens, maciços de fundação ou outros elementos espessos encontram-se entre os que são designados como betões em massa.

h) Betões projectados

Betões colocados por projecção. A trabalhabilidade e a composição dos betões projectados deve permitir a sua colocação sem grandes perdas de material. Estes betões devem apresentar um rápido endurecimento para que seja possível colocar camadas de maior espessura. As dosagens de cimento, para atingir a mesma resistência, são normalmente mais elevadas que nos betões convencionais. A máxima dimensão do inerte é relativamente reduzida e a dosagem de água, na projecção por via seca, é ajustada pelo operador na mangueira de projecção. Estes betões são muito usados na execução de túneis, na estabilização de taludes e na reparação de estruturas.

i) Betões brancos/betões coloridos

O betão branco é caracterizado pelo uso de cimento branco e de inertes mais claros. Para aumentar a brancura é por vezes utilizado também óxido de titânio. Os betões de outras cores, com excepção do cinzento, são normalmente fabricados com pigmentos. As utilizações mais comuns são a execução de elementos de betão à vista, por motivos arquitectónicos ou de reflexão da luz.

j) Betões para peças pré-fabricadas

Estes betões são normalmente produzidos em série em instalações fabris. Devido aos condicionamentos da produção para obter bons ritmos de fabrico, a cura destes betões é efectuada a temperaturas mais elevadas. Os betões têm um endurecimento rápido e resistências iniciais elevadas. Alguns betões são muito secos de forma a que as peças possam ser desmoldados logo após o seu fabrico.

l) Betões com fibras

O uso de fibras no betão visa evitar a fissuração excessiva, nomeadamente por retracção plástica, reforçar a resistência à tracção e melhorar a ductilidade. As fibras podem ser de aço, de vidro, de polipropileno, de carbono, acrílicas, etc. [20]. As aplicações mais comuns são em pavimentos industriais, na pré-fabricação ou em elementos que possam estar sujeitos a impactos ou explosões.

m) Betões de alta resistência ou de elevado desempenho

Estes betões têm dosagens de cimento elevadas, relações A/C reduzidas e incluem em geral sílica de fumo. Os inertes utilizados são de boa qualidade e por vezes são usadas fibras para melhorar a ductilidade. Os betões são muito resistentes (podem atingir tensões de rotura à compressão superiores a 150 MPa), são pouco permeáveis e têm maior durabilidade em ambientes agressivos.

n) Betões de pós reactivos ("Reactive powder concrete")

Esta designação, "Reactive powder concrete", é utilizada para descrever uma mistura de fibras de aço, cimento, sílica de fumo, areia fina de quartzo, superplastificante e água. Este material caracteriza-se por ter uma relação A/C muito baixa (0,18 a 0,30) e uma dosagem de cimento muito elevada (750 kg/m^3 a 950 kg/m^3) [17, 18, 19, 21, 22]. A cura destas misturas é normalmente efectuada em condições especiais a altas temperaturas. A resistência destes betões

chega a atingir 800 MPa aos 28 dias. As obras onde estes betões podem ser aplicados são as estruturas pré-esforçadas sem armaduras passivas ou os contentores impermeáveis para lixos nucleares ou líquidos perigosos.

o) Betões auto-nivelantes ("Self-compacting concrete")

Os betões auto-nivelantes têm uma trabalhabilidade no estado fresco que permite a sua colocação sem compactação. Estes betões têm de ser, por um lado, suficientemente fluidos para preencherem completamente os moldes onde são colocados apenas por acção da gravidade, mas, por outro lado, devem ter suficiente viscosidade para evitar a segregação das partículas dos inertes. Estas características são obtidas a partir de uma correcta dosagem da mistura, nomeadamente no que se refere aos elementos finos, e da adição de adjuvantes superplastificantes e de agentes viscosos [23].

p) Betões modificados com polímeros

Estes betões são fabricados também com inertes e cimento mas contêm polímeros que são dispersos na água de amassadura. Os polímeros permitem melhorar as características do betão, nomeadamente a aderência a substratos, a impermeabilidade, a deformabilidade e a resistência ao impacto. Estes betões podem ser aplicados em camadas de desgaste de tabuleiros de pontes ou viadutos, em revestimento de piscinas, na reparação de estruturas, etc. [24].

A diversidade de tipos de betão apresentada mostra a grande versatilidade deste material. No estado fresco o betão pode ter uma consistência muito fluída, quase como um líquido sem viscosidade, até uma consistência tão seca que permite suportar acções consideráveis como o peso de equipamentos de grande porte. No estado endurecido a variedade de características também pode ser evidenciada pela possibilidade de se obterem massa volúmicas entre 200 kg/m^3 a 5000 kg/m^3, resistências à compressão entre 0,5 MPa a mais de 800 MPa, módulos de elasticidade entre 2 GPa a 50 GPa, ou permeabilidade ao ar inferior a 10^{-18} m^2 ou tão elevada que não se consegue medir pelos métodos correntes.

O BCC é um outro tipo de betão que, como os demais, tem características específicas nos estados fresco e endurecido. A apreciação destas características é objecto deste trabalho sendo por isso apresentada nos capítulos seguintes. As diferenças mais relevantes do BCC em relação aos restantes são a sua consistência extremamente seca, no estado fresco, que permite suportar o

peso dos cilindros de compactação, a reduzida dosagem de cimento e a energia elevada a que é submetido durante a compactação.

O BCC pode ser definido como um betão seco consolidado por vibração externa com cilindros vibradores. Como foi referido este betão difere do betão convencional na consistência e na energia de compactação. Para que o betão seja compactado de forma correcta ele tem que ser suficientemente seco para suportar o peso do equipamento de compactação, mas deve ser trabalhável para permitir uma distribuição adequada da pasta através da massa durante o processo de mistura e compactação. A energia a que o BCC é sujeito durante a compactação é superior à normalmente usada com o BC o que permite diminuir a dosagem de água na mistura e, por consequência, poder obter melhores características, quando se usam os mesmos inertes e as mesmas dosagens de ligante. Todavia este betão é colocado em camadas contínuas sobrepostas e, na vizinhança da zona de ligação entre duas camadas sucessivas, o material apresenta características distintas do betão no interior, normalmente com qualidade inferior.

Os métodos de fabrico, transporte, colocação e compactação usados no BCC permitem ritmos de construção muito superiores ao betão convencional o que traz vantagens económicas muito importantes.

A designação BCC pode abranger uma família de materiais diferentes, desde misturas com dosagens de ligante muito reduzidas, similares às utilizadas no fabrico de solo-cimento, mais económicas mas também pouco homogéneas e com baixas resistências, até betões cujas características pouco diferem dos betões convencionais, mais homogéneos e com elevadas resistências à compressão, atingindo valores superiores a 80 MPa [25]. Estes diferentes materiais devem ser empregados também em obras distintas. Neste trabalho procurou-se reproduzir betões com características diversas que pudessem de certa forma reproduzir várias situações no que se refere à disponibilidade de materiais e à qualidade exigida ao BCC.

2.2 - ENQUADRAMENTO HISTÓRICO SOBRE BCC

Já há muitas dezenas de anos que se utilizam misturas de solos e cimento compactadas com cilindros, nomeadamente para a execução de pavimentos. O uso desta técnica de compactação nos betões é bastante mais recente podendo considerar-se que a construção de obras projectadas

em BCC só foi implementada na década de 80. No entanto, as contribuições para o desenvolvimento deste novo tipo de betão começaram muito antes. Segundo Theo Van Robbroeck [26], antigo presidente do ICOLD ("International Commission on Large Dams"), já em 1941 Homer Hadley, com uma notável antevisão, apresentou uma comunicação para o ASCE ("American Society of Civil Engineers") onde proponha um método de construção de barragens de betão praticamente igual ao que se utiliza hoje em dia. Assim, Hadley defendia que seria possível construir uma barragem de gravidade de betão pobre, sem juntas, por camadas colocadas de forma semelhante à utilizada na colocação de aterros. A composição do betão e o método de construção indicados por Hadley eram também similares aos que se utilizam nas obras de BCC.

No início da década de 60 utilizaram-se técnicas de construção semelhantes às que são típicas das obras de BCC, tendo sido construídas partes de barragens com este tipo de betão. Por exemplo, o núcleo impermeável da ensecadeira da barragem de aterro de Shihmen (Tailândia) foi construído, nos anos de 1960 e 1961, com um betão pobre seco espalhado por "bulldozers", transportado e compactado com "dumpers" [27]. Nesta obra a dosagem de ligante utilizada foi de 107 kg/m^3 e os inertes tinham uma máxima dimensão de 76 mm, valores usuais em barragens de BCC. A barragem de Alpe Gera, construída em Itália entre 1961 e 1965, foi a primeira onde se utilizou um betão magro colocado em camadas de 70 cm, espalhadas de um ao outro lado do vale, tendo o betão, no entanto, sido compactado por vibração interna [27]. Também na construção da barragem de Manicougan I, em 1965 no Quebec, foi utilizado um betão pobre espalhado por "bulldozers" e compactado por vibradores de imersão.

Em 1970, J. Paton no 10° Congresso ICOLD em Montreal e J.M. Raphael na Conferencia Asilomar " Rapid Construction of Concrete Dams", em Nova York [27, 28, 29], propunham o uso de betão compactado com cilindros na construção de barragens de gravidade. Raphael, num trabalho intitulado "The Optimum Gravity Dam" [12], propôs, como hipótese para a construção rápida e económica de barragens, a utilização dos equipamentos típicos da movimentação e da compactação de solos, na colocação e na compactação de misturas de solos e cimento. Esta publicação é anterior à construção de qualquer barragem em BCC e o conceito nela apresentado foi seguido em projectos posteriores. Nela se questiona se a solução óptima para uma barragem de gravidade estará nas opções tradicionais de solos ou de betão convencional, situando-se estes dois materiais em campos opostos, ou se, por outro lado, haverá uma melhor alternativa que inclua a utilização de um ligante, com as vantagens inerentes à coesão acrescida que dá ao

material, mas com dosagens reduzidas e com custo inferior ao betão convencional. Nesse trabalho Raphael defendeu, por um lado, que um incremento na resistência ao corte de uma mistura de solos e cimento resultaria numa considerável redução da secção da barragem quando comparada com uma solução tradicional de aterro, e por outro, que a colocação contínua de betão com os equipamentos de compactação tradicionais das barragens de aterro, se traduziria por reduções significativas do custo relativamente às barragens de betão convencional.

Estes são os conceitos que estão na base do desenvolvimento do material designado por betão compactado com cilindros. Foi na década de 70 que se iniciaram os estudos sistemáticos que levaram à construção de barragens de BCC, nomeadamente nos Estados Unidos - U.S. Army Corps of Enginneers (USACE) e Tennessee Valley Authority (TVA), e no Reino Unido - Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), com a realização de estudos laboratoriais e de plataformas experimentais. Também nesta altura era criado no Japão um comité para promover os estudos de investigação no domínio das barragens de betão compactado com cilindros, tendo a técnica sido experimentada na construção da fundação da barragem de Ohkawa, em 1979.

Em 1970 a TVA efectuou um bloco experimental de betão compactado por cilindros vibradores no local da barragem de Tims Ford. Em 1975 esta instituição preparou um documento intitulado Especificações Gerais de Construção para Betão Compactado com Cilindros, que foi usado nas fundações da central nuclear "TVA's Bellefonte Nuclear Plant" [30], a primeira aplicação estrutural de BCC nos Estados Unidos.

A utilização de BCC na reparação urgente da barragem de aterro de Tarbela (1974-1982), no Paquistão, foi a primeira aplicação destes betões na reabilitação de barragens, tendo contribuído significativamente para a implementação da construção de barragens de BCC, por ter demonstrado que a técnica era eficaz e adequada. Nesta barragem foram colocados, em apenas 42 dias, 350 000 m^3 de BCC, fabricado com uma dosagem de cimento de cerca de 130 kg/m^3 e com inertes com máxima dimensão de 150 mm [10, 27, 31, 32].

A primeira barragem construída em BCC foi a barragem de Shimajigwa (Japão) terminada em 1980 [33]. O betão desta barragem continha 130 kg/m^3 de ligante, dos quais 30% eram cinzas volantes, e os inertes tinham uma máxima dimensão de 80 mm. Desde então e até à data estão construídas ou em construção cerca de 200 grandes barragens deste tipo [33, 34, 35, 36, 37, 38,

39, 40, 41], algumas das quais com mais de 150 m de altura [42], em mais de 20 países, verificando-se, nos últimos anos, um crescimento exponencial do número de obras de BCC construídas por ano. Nestas barragens foram utilizadas dosagens de ligante tão diferentes como 63 kg/m^3 (Willow Creek, Estados Unidos, 1982) ou 232 kg/m^3 (Bailongtan, China, 1995).

No futuro, segundo a opinião de vários especialistas [26, 35, 36], devido ao menor custo, ao maior conhecimento da técnica de construção e à qualidade do betão, similar à do betão convencional, o número de barragens de BCC terá inevitavelmente um surto de crescimento, substituindo parte da construção de barragens de aterro e fazendo diminuir consideravelmente, ou mesmo reduzir a zero, o número de novas barragens de gravidade em betão convencional.

No Anexo A apresenta-se uma lista de barragens de BCC com indicação da composição e de outras características do betão [1, 10, 13, 33, 34].

2.3 - APLICAÇÕES DO BCC E ÂMBITO DO ESTUDO

O BCC pode ser usado em qualquer obra em que seja possível transportar, colocar e compactar um betão seco, com os equipamentos normalmente utilizados na colocação e compactação de aterros. As obras em que existem condições ideais para o uso de BCC são aquelas que envolvem grandes áreas de colocação de betão simples, ou com poucas zonas de betão armado, que exibam poucas singularidades tais como pilares ou outros elementos de dimensão muito reduzida, que não permitam a colocação e compactação com equipamentos de grande porte como são os usados em BCC (ex: tractores, cilindros, camiões). Uma condição necessária para que o uso de BCC numa obra seja considerado preferível é naturalmente ser uma solução mais adequada do que outras alternativas, quer seja por motivos económicos, rapidez de execução, questões de segurança ou qualquer outro motivo relevante. As aplicações mais comuns de BCC são as relativas à construção ou reparação de barragens. Este material tem sido também utilizado na construção de base ou sub-base de pavimentos e ainda em obras de contenção. Outras aplicações interessantes são as fundações com grandes volumes de betão, lajes de ensoleiramento, blocos maciços de betão, etc. É, no entanto, no âmbito das barragens que este material tem sido objecto de investigação mais intensa, eventualmente por se exigir um conhecimento mais rigoroso das características do betão, face à necessidade de um

comportamento eficaz, que garanta a segurança e a durabilidade destas obras. É no âmbito das aplicações em barragens, obras de contenção ou outras aplicações de betão em massa, que este estudo foi desenvolvido. As aplicações em pavimentos têm algumas particularidades que não são objecto do trabalho, ou são apenas referidas no texto de forma sumária, no entanto, as conclusões sobre as características do betão podem em geral ser aplicáveis ao BCC usado em pavimentos.

Uma das aplicações mais importantes de BCC é na reparação ou protecção de barragens. Segundo Hansen [43, 44], o BCC tornou-se nos Estados Unidos num novo poderoso meio de fazer a reparação de barragens. Este autor refere que a rápida aceitação deste material se deveu ao baixo custo, à facilidade e à rapidez de execução e ao bom comportamento exibido. Efectivamente, os ritmos de construção conseguidos com a aplicação de BCC permitem efectuar grandes reparações, que envolvam elevados volumes de betão, em relativamente pouco tempo o que pode ser decisivo em situações de emergência.

O BCC também pode, eventualmente, ser aplicado na execução de pavimentos com fibras de aço. A função das fibras é controlar a fissuração do betão e melhorar a ductilidade e a resistência do pavimento. Como o uso de armaduras no BCC torna muito difícil a colocação e a compactação do betão, as fibras são a única forma fácil de colocar elementos que melhoram a resistência à tracção. Num trabalho de investigação sobre um pavimento experimental de BCC com fibras de aço [45] foi concluído que as fibras não afectam o fabrico e a colocação do betão, e que melhoram as características de resistência e deformabilidade do material.

2.4 - PRINCIPAIS VANTAGENS DO USO DE BCC

As principais vantagens do uso de BCC são as que resultam da rapidez de execução de grandes volumes de betão, nomeadamente o menor custo global das obras. As barragens de gravidade de BCC têm sido, em várias partes do mundo, uma alternativa económica relativamente a barragens de betão convencional e apresentam também vantagens relativamente a barragens de aterro. As reduções de custo, relativamente às barragens de betão convencional, são devidas a factores como: menor custo do material por menor consumo de cimento; menores áreas de cofragem; meios de colocação e compactação com maior rendimento; mão de obra reduzida. Como exemplos de vantagens das barragens em BCC relativamente a barragens de aterro estão o

menor volume de construção, a redução do custo de trabalhos não imputados à construção do corpo principal da barragem, como a construção de ensecadeiras ou de descarregadores, as menores áreas de empréstimo e a melhor resistência à erosão, ao galgamento e às acções sísmicas.

De forma geral as obras de BCC têm as seguintes vantagens: construção rápida, mão de obra reduzida, economias no investimento e no custo da obra, simplificação do processo de construção e no controlo da temperatura [28].

A redução do tempo da execução da obra, devido aos potentes equipamentos de fabrico transporte e colocação envolvidos, pode traduzir-se em economias consideráveis, não só resultantes da redução do tempo de construção e consequentemente da redução dos custos de estaleiro e de mão de obra, mas também por permitir um mais rápido início da exploração da obra. Os ritmos de betonagem são muito elevados tendo-se já atingido a colocação de 9500 m^3 de betão por dia [46]. Para grandes obras o período de construção pode ser reduzido em 1 ou 2 anos. No caso das pequenas barragens é possível limitar os períodos de betonagem a semanas ou a poucos meses, eliminando, eventualmente, a necessidade de construção de obras de desvio do caudal do rio.

Em várias obras a solução em BCC foi apresentada como mais económica do que as alternativas em betão convencional ou em aterro [9, 46, 47, 48, 49, 50, 51]. As reduções de custo relatadas são muito variáveis atingindo 50% do custo de outras soluções alternativas. A variação dos custos unitários do betão nas obras de BCC podem ser atribuídas à diferente complexidade das obras, nomeadamente no que se refere à sua geometria, e aos distintos volumes de betão envolvidos.

Dunstan [8] refere que se podem atingir poupanças entre 20% a 40% relativamente a obras em betão convencional, e entre 10% a 25% relativamente a barragens em aterro, desde que se consiga manter um elevado ritmo de construção. Para isso é importante que o projecto seja simples, sem muitas singularidades geométricas, e que haja um bom controlo da central de betão para evitar paragens de produção.

Schrader [52], num artigo publicado na revista "Civil Engineering" do ASCE sobre a barragem de Willow Creek, refere que, relativamente à barragem em aterro projectada inicialmente, a obra

em BCC resultou numa poupança de 10 milhões de dólares, foi usado 4 vezes menos material e o período de construção previsto foi reduzido em dois anos.

Numa publicação do USACE [46] é apresentada uma figura sobre os custos do BCC e do betão convencional (figura 2.1) com base nos custos de obras já concluídas, onde se pode observar o menor custo por metro cúbico do BCC.

Os custos do BCC aplicado em obras de reparação é um pouco superior porque normalmente os volumes de betão são mais reduzidos e as condições de colocação do betão não permitem ritmos de produção tão elevados. Todavia os custos são ainda inferiores aos do betão convencional. Em 14 obras de reabilitação de barragens nos Estados Unidos [43], efectuadas entre 1984 e 1991, o custo por metro cúbico de betão variou entre 50,9 e 98,2 dólares americanos.

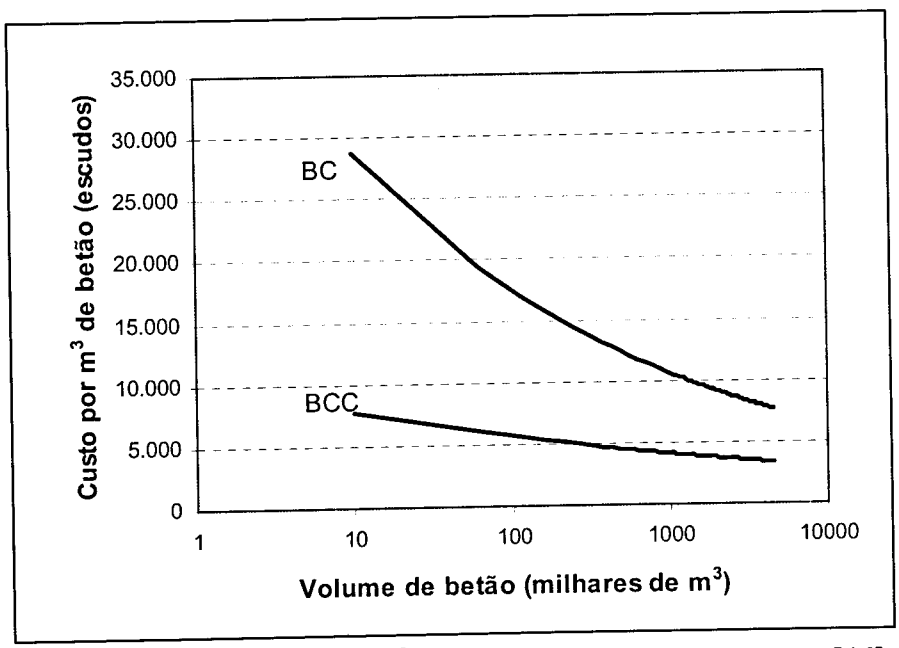


Figura 2.1 – Comparação de custos por m^3 de betão aplicado em barragens [46]. (O custo foi obtido considerando que 1 dólar americano correspondia a 175$00; BC - betão convencional; BCC – betão compactado com cilindros).

Em duas barragens de BCC arco-gravidade construídas na África do Sul, Knellpoort e Wolwedans [53], respectivamente com alturas de 50 m e 70 m e volumes de 59.100 m^3 e 210.000 m^3, os custos por metro cúbico do betão foram de 47,55 dólares e de 41,90 dólares. Neste caso a exigência de maior resistência mecânica aos betões torna o betão mais caro mas o custo mantém-se substancialmente inferior ao do betão convencional, considerando os valores apresentados na figura 2.1.

Na barragem de Vadomojon o orçamento para o obra em BCC foi de cerca de 90% do orçamento da alternativa em enrocamento e na barragem de Cigudosa o custo da obra em BCC foi também de cerca de 90% do previsto para uma barragem de aterro [54].

A competitividade da solução em BCC para uma determinada aplicação depende de vários factores. Dois dos mais relevantes são o volume de betão envolvido e a área de construção. Quando o volume de betão é pequeno o custo do uso dos equipamentos de grande porte pode ser elevado relativamente ao custo de equipamentos que não permitem rendimentos elevados mas que são menos dispendiosos. Quando a área de construção é restrita, a colocação dos equipamentos e o tráfego de equipamentos volumosos e pesados pode ser difícil e resultar num acréscimo relevante nos custos e no tempo de construção. Pelo contrário, com grandes volumes de betão e extensas áreas de colocação, a liberdade de movimentos dos equipamentos e o elevado rendimento de colocação e compactação tornam o BCC uma solução adequada.

Existem alguns condicionamentos à construção de obras em BCC, nomeadamente a existência de muitas singularidades na estrutura ou extensas áreas de betão armado que podem comprometer a possibilidade de usar BCC. Noutra perspectiva, se as fundações da obra forem muito pouco resistentes a solução em betão pode ser inviável.

2.5 - FABRICO, TRANSPORTE, ESPALHAMENTO, COMPACTAÇÃO E CURA

2.5.1 - Fabrico

O fabrico do BCC consiste na operação de mistura dos seus componentes. O objectivo a atingir no fabrico do BCC é o mesmo que no betão convencional, ou seja, conseguir que o betão fresco, após a saída da betoneira, esteja adequadamente misturado, nas proporções definidas, sem apresentar segregação, com a pasta e o ligante distribuídos na massa do betão de forma homogénea.

O método de armazenagem dos componentes e de alimentação à betoneira é semelhante ao usado nos betões convencionais. A armazenagem do ligante é efectuada em silos e os inertes são

colocados em baias ou estrelas, separados em diferentes fracções. O processo de medição dos componentes pode fazer-se em volume ou em peso. A medição do cimento deve ser precisa porque, devido à pequena dosagem deste componente no BCC, pequenas variações no peso, expressas em percentagem da quantidade prevista, podem ser variações significativas, provocando alterações importantes na qualidade do betão. O rigoroso controlo da dosagem de água, particularmente na medição precisa do teor em água dos inertes, é essencial para que a consistência do betão se mantenha dentro dos valores admissíveis.

O BCC é um betão muito seco, que normalmente contém inertes de grandes dimensões e que desenvolve forças de atrito consideráveis durante a amassadura, o que requer um equipamento de fabrico com grande potência, capaz de garantir uma mistura dos componentes sem segregação. A capacidade de produção deve ser elevada, compatível com o ritmo contínuo de colocação do betão. Não é necessário que o equipamento de mistura seja especificamente construída para o fabrico de BCC, mas podem ser necessárias adaptações às betoneiras tradicionais.

Os equipamentos de mistura podem ser de fabrico contínuo ou descontínuo de eixo vertical ou horizontal [10, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61]. Como exemplos de barragens onde se usaram betoneiras convencionais[1] estão as seguintes obras: Willow Creek, Upper Stillwater, Pirika, Mano, Asahiogawa, Sakaigawa, Braam Raubenheimer, Lower Chase Creek, Kengkou, Tucurui, Daule Peripa, Santa Eugénia e Bayona. Nas barragens seguintes usaram-se misturadoras contínuas: Tarbela, Castilblanco, Elk Creek, Monksville, Les Olivettes, Cedar Falls, Copperfield, Craigbourne, Bucca Weir, Zaaihoek, Kerrville e Los Morales.

Na escolha do equipamento de mistura é importante considerar os seguintes factores [46, 62]:

- compatibilidade com um elevado ritmo de produção;
- reparações rápidas e pouco complexas;
- funcionamento por períodos longos sem paragens;
- misturadoras com pás de elevada resistência ao desgaste;
- evitar cantos no formato do tambor das misturadoras, para diminuir a deposição de finos que conduz a perca de capacidade de produção;

[1] Esta designação, betoneiras convencionais, não é uma designação corrente. No texto a expressão refere-se a betoneiras usadas normalmente para fabricar betão convencional.

- usar mais do que um equipamento de mistura para prever reparações, betonagens simultâneas e flexibilidade nos ritmos de betonagem.

Como o BCC é um material muito seco no estado fresco tem uma densidade relativamente baixa quando não compactado, o que dificulta a utilização das betoneiras convencionais na sua capacidade nominal. Por outro lado, se as betoneiras são usadas próximo da sua capacidade máxima, é conveniente especificar um maior tempo de amassadura para diminuir a falta de homogeneidade dos betões por insuficiente mistura dos componentes [25, 63]. Assim, devido ao menor rendimento, a produção do betão em betoneiras convencionais não deve ser especificada para a capacidade máxima prevista para esses equipamentos.

Um dos equipamentos frequentemente usados, cuja experiência tem demonstrado serem adequados para o fabrico de BCC [64, 65], são as denominadas "pugmill". Nas barragens de Copperfield, Craigbourne, Bucca Weir, Urugua-I, Kerrville ou Saco de Nova Olinda foram usadas misturadoras "pugmill" [10, 66]. Estes equipamentos são normalmente constituídos por uma caixa metálica, com um ou dois veios paralelos, dispostos na horizontal, que são providos de várias pás, normalmente com forma quadrada, que fazem a mistura do betão. Podem ser de produção contínua ou descontínua. As misturadoras contínuas são alimentadas numa das extremidades da caixa e as pás estão dispostas de forma que, no movimento de mistura, forçam o betão a sair pela outra extremidade. O tempo de mistura contínua normalmente não ultrapassa os 10 segundos. As misturadoras descontínuas são alimentadas pelo topo, com um determinado volume de material que é misturado durante um certo tempo, findo o qual o betão é descarregado pela parte inferior da caixa.

As misturadoras podem danificar-se num curto espaço de tempo. Como o BCC é um material muito seco e coeso, ocorre uma força de atrito elevada durante o movimento das pás. Assim os equipamentos devem ser robustos para evitar o empenamento dos veios e o desgaste das pás. Além disso é conveniente ter nas obras mais do que uma misturadora para evitar paragens prolongadas nas betonagens.

O uso de camiões betoneira não é, em geral, apropriado devido à consistência demasiado seca do betão que dificulta a descarga do tambor.

Nas figuras 2.2 e 2.3 mostram-se dois tipos de misturadoras usadas para fabricar BCC. A misturadora apresentada na figura 2.2 é do tipo "pugmill" de eixo horizontal. Na figura 2.3 mostra-se a betoneira e a central de betão usados na barragem de Pirika, no Japão.

O dimensionamento da capacidade de produção em obra das misturadoras deve ser efectuado para valores significativamente superiores ao valor médio estimado da produção de betão. Schrader [67] propõe que o volume médio de betão produzido por unidade de tempo não ultrapasse cerca de 65% ou de 75% da capacidade das misturadoras, se for usado, respectivamente, transporte por camiões ou exclusivamente transporte por tapetes rolantes. Segundo este autor a produção de betão atinge volumes de cerca de 75 m^3/hora em pequenas obras, 200 m^3/hora a 350 m^3/hora em obras de porte médio e 400 m^3/hora a 750 m^3/hora em obras de grande porte.

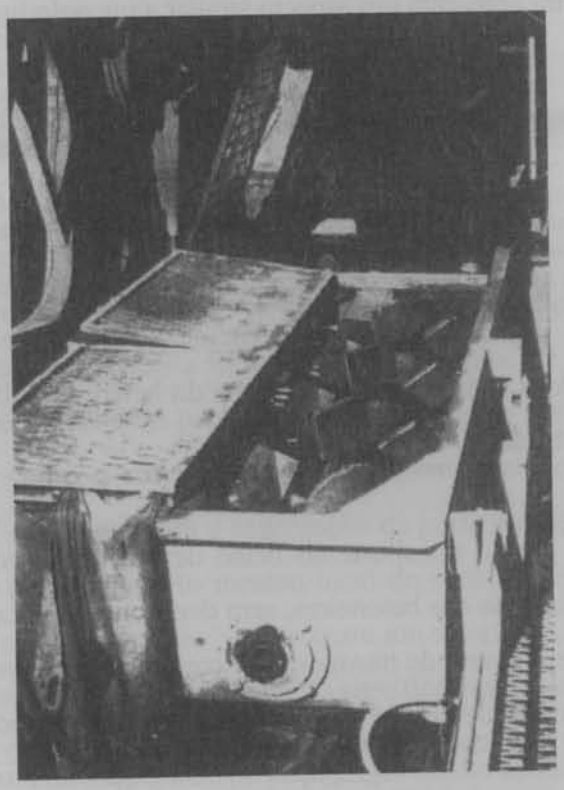


Figura 2.2 - Misturadora tipo "pugmill" de eixo horizontal.



Figura 2.3 – Misturadora de betão convencional com dois eixos horizontais usada na barragem de Pirika. À esquerda mostra-se a central de betão e à direita o interior da misturadora.

2.5.2 - Transporte

O BCC à saída da betoneira apresenta um aspecto similar a um solo ligeiramente húmido e é em geral transportado com os equipamentos normalmente usados para os solos. Assim, o transporte entre a central de mistura e o local de aplicação do betão pode ser efectuado de várias formas: tapetes rolantes; camiões com caixa inclinável; processos mistos com tapetes rolantes e camiões, que podem incluir também condutas inclinadas; meios de menor capacidade tais como baldes, tractores, escavadoras, ou ainda outros veículos providos de tambor [67]. Os camiões betoneira ou os camiões agitador, usados no betão convencional, não são em geral empregados no transporte de BCC, devido à consistência muito seca do betão que dificulta a descarga e pode provocar a segregação do betão.

Os equipamentos usados para o transporte do betão devem ser capazes de permitir escoar a capacidade máxima de produção das betoneiras, sem demoras significativas (em geral não deve superior a 15 minutos). Se o tempo de transporte é excessivo pode conduzir à secagem da água superficial do betão e torná-lo demasiado seco e incapaz de ser devidamente compactado. Os equipamentos não devem ainda causar segregação do betão, quer no transporte quer na descarga, ou provocar a contaminação da superfície do betão já colocado.

Os tapetes rolantes são constituídas por troços rectos que se articulam entre si de forma a vencer o espaço entre a central de mistura do betão e o local de aplicação. Nas barragens, os tapetes rolantes são um sistema eficaz de transporte que, quando dispensam o transporte complementar em cima da barragem, normalmente efectuado por camião, evita a alteração da superfície do

betão da camada inferior. Esta alteração da supèrfície do betão pode ocorrer por deposição de materiais arrastados pelas rodas dos veículos ou por segregação da pasta da camada inferior provocado pelo tráfego excessivo. Os tapetes devem ser largos, ter uma velocidade compatível com os ritmos de produção e ser protegidos em tempo excessivamente seco ou de chuva [68].

Nem sempre é possível implementar o transporte por tapetes rolantes devido, por exemplo, a inclinações muito acentuadas do percurso ou a custos elevados. Por outro lado, quando se usam tapetes rolantes, podem ocorrer alguns problemas no transporte do betão nas passagens entre tapetes rolantes, se durante a produção houver alteração significativa da consistência do betão. Outro inconveniente do uso de tapetes rolantes é a necessidade de evitar a acumulação, na zona da descarga, de montículos de betão com altura superior a um determinado limite (cerca de 1 metro) que pode causar segregação dos inertes grossos.

O transporte por camiões tem sido frequentemente usado nas obras de BCC, principalmente como complemento a um transporte por tapetes rolantes. Quando a máxima dimensão do inerte é elevada, pode ocorrer segregação do betão na descarga do camião [67], devido à separação dos inertes mais grossos na queda do betão do camião para a barragem. O controlo da abertura da parte traseira da caixa do camião por uma comporta, de forma a diminuir o caudal de descarga, reduz a segregação. Por outro lado, uma descarga mais lenta, com o camião em movimento, ajuda a evitar a formação de montículos de betão de altura elevada, que, como foi referido, têm tendência para provocar a separação dos inertes mais grossos. O percurso dos camiões deve ser estudado para que o atravessamento de zonas de betão não endurecido seja mínimo, evitando assim a segregação da pasta na superfície do betão, devido ao excessivo número de passagens pelo mesmo local do rodado dos camiões. As rodas dos camiões quando passam na superfície do betão traçam um sulco que, no caso da passagem ser efectuada repetidas vezes, conduz a uma alteração significativa dessa zona do betão devido à migração da pasta. Por outro lado, se os pneus dos camiões não forem convenientemente lavados, antes de pisarem a superfície do betão, a sujidade que acumularam na viagem deposita-se na superfície do betão e enfraquece a ligação entre camadas. Para evitar este inconveniente é normal implementar um sistema de lavagem dos pneus que pode ser materializado, por exemplo, através da passagem obrigatória dos camiões por um estrado com rolamentos metálicos provido de um jacto de água.

Além dos tapetes rolantes e dos camiões, a utilização de outros meios de transporte de menor capacidade restringe-se a obras de pequeno volume ou a aplicações locais e é mais propícia a causar segregações. No entanto, não deve ser excluída a hipótese da sua utilização. O transporte do betão com tractores ou outros veículos semelhantes equipados com um tambor, usados na movimentação de terras, pode ser efectuado em algumas situações. Este método de transporte é mais económico em obras de pequeno volume, quando permite evitar a necessidade de ter equipamentos específicos só para o transporte, mas a segregação dos inertes na descarga do betão deve ser controlada com maior frequência, especialmente quando se usam inertes de máxima dimensão superior a cerca de 38 mm. Quando a distância entre a central de mistura e o local de aplicação é demasiado longa este processo de transporte, por si só, não é adequado, devido à reduzida velocidade de circulação dos equipamentos e à pequena capacidade de carga.

Nas figura 2.4 e 2.5 mostram-se dois exemplos de meios de transporte do betão desde a central de fabrico até ao local de aplicação. Na figura 2.4 apresenta-se um sistema de transporte misto em que o betão é levado até ao local da barragem por tapetes rolantes e a distribuição do betão em cima da barragem é efectuada por camião. Na figura 2.5 o transporte, desde a central de betão até ao local de aplicação, é todo efectuado por tapetes rolantes.

2.5.3 - Espalhamento

O espalhamento do BCC é a fase da aplicação do betão que ocorre após a descarga e antes da compactação e consiste em distribuir e nivelar a massa do betão. O espalhamento é normalmente efectuado por tractores tipo "bulldozer", ou seja tractores equipados na parte frontal com uma lamina de aço, com dimensão e capacidade adaptados ao tipo de obra, ao volume de betão a espalhar e ao sistema de transporte a implementar. O tráfego dos equipamentos na barragem deve ser efectuado sem constrangimentos para não diminuir o rendimento da aplicação do betão, o que condiciona a escolha do tipo de "bulldozer". Quando o transporte do betão é feito por camiões é necessário usar equipamentos mais potentes para efectuar o espalhamento porque a descarga envolve a acumulação de maior volume de material num mesmo local. Quando o transporte é efectuado por tapetes rolantes, a descarga é repartida por menores volumes e podem-se usar equipamentos menos potentes. Em pequenas obras o uso de equipamentos potentes pode ser dispensado e o espalhamento ser efectuado, por exemplo, por retro-escavadoras.

O espalhamento tem também uma importante função de redistribuição dos componentes na massa do betão para correcção de eventual segregação ocorrida no transporte e na descarga, particularmente quando as misturas contêm inertes de grandes dimensões. Durante o espalhamento deve também ocorrer uma primeira compactação da mistura. Para obras de reduzida importância, em que o bom desempenho do betão não é muito relevante, esta compactação, quando o betão não é demasiado seco e para camadas pouco espessas, permite até, eventualmente, a dispensa da compactação por cilindros vibradores [69].

Na figura 2.6 apresenta-se um exemplo de espalhamento por "bulldozers". Nesta figura o "bulldozer" está a efectuar um movimento para espalhar o montículo de betão formado na descarga do camião.

2.5.4 - Compactação

Como foi já referido, o betão antes de ser compactado apresenta uma consistência e um aspecto semelhante a um solo húmido, por isso pode ser transportado, espalhado e compactado com os equipamentos normalmente usados na colocação dos solos. A compactação é realizada, em geral, por cilindros vibradores de rasto liso mas pode também ser efectuada por outros equipamentos como por exemplo cilindros de pneus, ou, menos frequentemente, pelos próprios tractores "bulldozer" que fazem o espalhamento. Por exemplo, para a construção da barragem de Pangue, no Chile, foi testada, num bloco experimental, a compactação com "bulldozers" de camadas de 15 cm. No entanto, na obra principal foi adoptada a solução usual de camadas de 30 cm de espessura, compactadas com cilindros vibradores [70, 71, 72].

Para se obter um betão com boas características de resistência e impermeabilidade é essencial que a compactação seja adequada para assegurar a consolidação do betão. Uma compactação incompleta deixa o betão com muitos vazios que diminuem a resistência e que podem, no caso de estarem interligados, tornar a estrutura muito permeável.

Uma compactação deficiente é particularmente gravosa para a zona de ligação entre camadas. Nessa zona o betão encontra-se distante da superfície onde circulam os cilindros recebendo assim menor energia que o betão superficial. Quando, por deficiente compactação, na ligação

entre camadas existem grandes vazios a resistência do betão nessa zona é muito fraca o que pode comprometer o monolitismo do bloco de betão.



Figura 2.4 - Sistema de transporte misto por tapetes rolantes e por camiões.



Figura 2.5 – Transporte do betão por tapetes rolantes.



Figura 2.6 – Espalhamento do betão por "bulldozer".

A compactação é, em geral, efectuada por cilindros vibradores de rasto liso com peso estático entre 6 a 15 toneladas. Por exemplo nas barragens de Tamagawa, Ohkawa, Shin Nakano, Asahiogawa, Sakaigawa, Shiromizugawa, Pirika e Shimajigawa, foram usados cilindros de 7 toneladas e nas barragens de Willow Creek, Tarbela, Castilblanco, Monksville, Elk Creek, Daule Peripa e Lower Chase Creek, a compactação foi efectuada com cilindros de 10 toneladas [10].

O tipo, o peso estático, a força dinâmica, a dimensão, a velocidade de circulação, a frequência e a amplitude de vibração dos cilindros são parâmetros que podem ser especificados para a escolha do compactador [67, 73, 74]. A maiores pesos e frequências de vibração estão associadas maiores energias de compactação. Com maiores amplitudes de vibração é possível compactar camadas mais espessas, mas pode também ocorrer segregação do betão da zona superficial [75].

A eficácia do equipamento escolhido, face à consistência e à espessura da camada de betão a aplicar, deve ser verificada através de ensaios no local [67]. Pode não ser necessário definir especificações muito rígidas para o equipamento de compactação, desde que em obra se comprove a sua eficácia; no entanto, na maioria das obras os cilindros mais adequados foram os

de alta frequência, superior a 28 Hz, e de baixa amplitude, cerca de 0,4 mm a 0,8 mm [67, 76]. Para camadas com espessura inferior ou igual a 30 cm estes cilindros permitiram compactar adequadamente os betões de várias barragens de BCC.

Não é possível efectuar a compactação do betão junto a cofragens ou a singularidades da estrutura com os grandes cilindros vibradores. Com cilindros de grande dimensão não é possível operar a menos de 25 cm das cofragens verticais [67]. Nessas zonas são normalmente usados cilindros vibradores mais pequenos, de 3 toneladas por exemplo [77], que são mais fáceis de manobrar. É, no entanto, conveniente evitar a utilização de cilindros leves, não motorizados, porque não transmitem energia suficiente para compactar o BCC. Os equipamentos manuais de compactação são demasiado leves para compactar adequadamente aquelas zonas. Nestes locais é mais eficaz usar betão convencional em vez de BCC.

Na compactação do betão, 4 passagens de cilindros de 10 toneladas podem ser suficientes para compactar betões que estejam bem proporcionados, em camadas de 15 cm a 45 cm de espessura. No entanto, é corrente especificar um número de passagens superior a este, tendo-se atingindo, nalguns casos, 10 a 12 passagens [9, 67, 78, 79]. Apesar de a um maior número de passagens estar associada uma maior energia, o que é geralmente benéfico para atingir uma melhor consolidação do betão, uma compactação exagerada pode, em contrapartida, provocar a segregação da pasta, a rotura dos inertes ou, em tempo seco, a secagem da superfície do betão. Nos betões menos secos, que contêm maior dosagem de pasta, a massa volúmica do betão pode começar a decrescer logo a partir de um número de passagens reduzido, como se observou na barragem de Elk Creek (USA), caso em que com 4 ou 5 passagens a massa volúmica medida foi, por vezes, inferior à massa volúmica do betão que tinha sido sujeito a apenas 3 passagens [70]. Apesar disso existem muitas obras onde se especificou 6 ou mais passagens dos cilindros vibradores, como foram os casos das barragens de Upper Stillwater, Castilblanco, Tamagawa, Les Olivettes, Shimajigawa, Lower Chase Creek, Kengkou, Santa Eugénia ou Bayona [10].

Os parâmetros que mais influenciam a maior ou menor facilidade da compactação do betão são os que influenciam a sua trabalhabilidade, nomeadamente, a composição do betão, a granulometria dos inertes, a forma das partículas da areia e dos inertes grossos e a dosagem de água [80].

Nas misturas muito secas, mesmo após várias passagens dos cilindros de compactação, pode ocorrer segregação no fundo da camada, devido à grande dificuldade de migração da pasta por entre a estrutura granular dos inertes ou à insuficiência de pasta no betão para preencher todos os vazios entre as partículas. Neste último caso a compactação é incapaz de eliminar os vazios [63]. O betão quando é demasiado seco tem uma resistência suficiente no estado fresco para poder formar, através dos inertes, pontes sobre os vazios, o que conduz a que a energia de compactação não seja consumida pelo movimento de migração da pasta que permitiria colmatar esses vazios.

Na compactação do betão, a velocidade de translação do cilindro não é normalmente objecto de especificação mas pode ter influência na eficiência da compactação. Segundo Krempel e Andriolo [81] a velocidade de translação deve situar-se entre 1 km/h a 2 km/h. Segundo estes autores a última ou as últimas passagens dos cilindros devem ser efectuadas sem vibração para regularizar a superfície da camada. Também Withrow [76] recomenda que a velocidade de circulação dos cilindros seja inferior a 3,2 km/h.

O tempo que decorre entre o fabrico e a compactação deve ser o mínimo possível para evitar que ocorra a evaporação da água no betão fresco. Se a evaporação for excessiva poderá tornar o betão demasiado seco e prejudicar gravemente a compacidade do betão devido à formação de vazios na massa. Estes vazios diminuem a resistência e a aderência entre camadas e aumentam ainda a permeabilidade do betão.

O tempo máximo que pode decorrer entre o fabrico e a compactação, sem que haja alteração da qualidade do betão, depende da composição da mistura, das condições de temperatura e de humidade do local e da velocidade do vento. Normalmente não deverá ser aceite que decorra mais do que 1 hora entre o fabrico e a compactação [81], mas mesmo nos casos em que aquele espaço de tempo não ultrapasse 30 a 40 minutos podem ocorrer alterações nas características do betão [67]. Nas misturas mais secas a tolerância para o tempo decorrido entre o fabrico e a compactação deve ser menor, não devendo ultrapassar os 30 minutos em tempo seco [82, 83]. Em tempo frio e nas misturas contendo adjuvantes retardadores de presa ou com elevada dosagem de pozolanas o tempo que decorre entre o fabrico e a compactação pode ser superior.

O equipamento utilizado nos ensaios Vêbê modificado[1] serve para controlar a viabilidade de compactação do betão, nos casos em que for necessário aumentar o tempo entre o fabrico e a compactação [70].

Na barragem de Stagecoah, nos Estados Unidos, foi especificado um tempo máximo de 45 minutos entre o momento de adição da água na betoneira e a compactação do betão [63]. No entanto, foi mais tarde verificado que, no Verão, decorrido aquele espaço de tempo, a compactação se tornava difícil. Pelo contrário, no Inverno, ao fim de 75 minutos após o fabrico, ainda era possível compactar o betão sem dificuldade.

Nas figuras 2.7 e 2.8 mostram-se cilindros vibradores de rasto liso a efectuarem a compactação do betão. Na figura 2.8 pode-se observar um cilindro de maior porte a compactar a zona interior da barragem e um cilindro de menor porte, mais fácil de manobrar, a compactar a zona periférica.

O controlo da compactação das camadas é normalmente feito com o auxílio de nucleodensímetros (figura 2.9). As leituras são obtidas a várias profundidades e em vários zonas da superfície do betão, para verificar a uniformidade da camada. Para determinar se o betão está suficientemente compactado os valores obtidos são comparados com a massa volúmica teórica.

2.5.5 - Cura

Após a compactação de cada camada a superfície do betão deve ser mantida constantemente húmida até a colocação da camada seguinte ou até ao fim do período de cura. Para tal a superfície deve ser continuamente aspergida com água. Nesta operação não se devem usar jactos vertidos de camiões de água, que têm normalmente um caudal muito elevado, porque podem fazer com que a pasta e os inertes se destaquem da superfície do betão. Com este método a danificação da superfície é causada não só pelo jacto de água mas também pelo tráfego dos camiões.

[1] A descrição dos ensaios Vêbê modificado estão descritos na secção 3.5.2.5.



Figura 2.7 – Cilindro vibrador a efectuar a compactação do betão.



Figura 2.8 – Cilindro de maior porte a compactar a zona interior da barragem e cilindro de menor porte a compactar a zona periférica.



Figura 2.9 – Nucleodensímetro.

Os jactos que formam neblina sobre a superfície do betão são muito mais adequados. Este efeito pode ser obtido através de mangueiras providas no seu contorno de furos de pequeno diâmetro (figura 2.10). Outro método de cura utilizado é a aspersão manual de água através de mangueiras providas de dispositivos que façam a dispersão da água à saída da mangueira, criando uma neblina sobre a superfície do betão (figura 2.11). Neste caso os operadores devem circular constantemente sob a superfície de modo a mantê-la sempre húmida.

O controle da humidade da superfície do betão, realizada a olho nu, deve ser efectuada continuamente sobre toda a área que irá receber a camada superior, porque uma cura deficiente prejudica fortemente a qualidade do betão na zona de ligação entre camadas. No caso de chuva intensa a superfície do betão deve ser coberta para evitar que o betão superficial seja alterado.

Na barragem de Tucurui, no Brasil, foi especificada uma cura por colocação de uma tela plástica durante 24 horas. Só depois desse período é que se poderia proceder à pulverização de água na superfície do betão. Na barragem de Tamagawa, no Japão, foi especificado que no Inverno, quando ocorresse interrupção na construção, a superfície do betão seria coberta com uma manta impermeável [10].



Figura 2.10 – Cura do betão por neblina.



Figura 2.11 – Cura do betão efectuada manualmente.

3 - ESTUDOS DE COMPOSIÇÃO

3.1 - OBJECTIVO

Pode-se entender por estudos de composição o processo pelo qual se chega à mais correcta e económica combinação dos componentes do betão, de acordo com critérios previamente estabelecidos. Deste processo a tarefa principal é a escolha do tipo e da dosagem dos componentes para que o betão cumpra as especificações definidas em projecto.

De acordo com Mehta e Monteiro [84] os estudos de composição seguem princípios técnicos seguros mas, por várias razões fundamentadas, o processo não pertence totalmente ao domínio da ciência. Apesar disso a escolha do tipo e das dosagens dos componentes não é um assunto menor dado que a composição do betão tem uma influência determinante no seu custo e nas suas características, devendo por isso ser objecto de uma análise que conjugue conhecimentos empíricos e científicos.

O objectivo dos estudos de composição é obter um produto que tenha um comportamento no estado fresco e no estado endurecido que satisfaça os requisitos mínimos estabelecidos. Esses requisitos referem-se, em geral, a trabalhabilidade, a resistência, a permeabilidade, a deformabilidade, a comportamento térmico e a durabilidade. Este objectivo deve ainda ser atingido com o custo mais reduzido possível.

A primeira acção a desenvolver para determinar a composição de um betão é a selecção dos componentes a utilizar. Após a escolha dos materiais constituintes é necessário optimizar a dosagem de acordo com o objectivo atrás citado. As ferramentas disponíveis para atingir aquele objectivo são limitadas. Normalmente após a selecção dos materiais as variáveis sob controlo são a dosagem e a composição do ligante, a relação água/cimento a curva granulométrica dos inertes e o uso de adjuvantes. As variações admissíveis são bastante estreitas face a restrições impostas devido a, nomeadamente, interdependência das dosagens dos diferentes componentes, consistência especificada ou limitação dos equipamentos de fabrico, colocação e compactação disponíveis.

A dificuldade na optimização é ainda acrescida pelo facto de que a variação da dosagem de um determinado componente poder ter resultados opostos para o cumprimento de diferentes requisitos. Por exemplo, a adição de água tem um efeito benéfico de aumento da trabalhabilidade mas tem também simultaneamente um efeito negativo de diminuição da resistência do betão. A optimização da dosagem dos componentes traduz-se assim na gestão de um difícil equilíbrio de vários efeitos conflituosos de forma a encontrar uma composição que cumpra todos os requisitos estabelecidos.

A formulação dos betões convencionais baseia-se, de forma genérica, nos seguintes parâmetros.

Quanto à escolha dos componentes:

- escolha do inerte que cumpra requisitos de resistência, granulometria, forma e composição química;
- escolha do cimento que cumpra requisitos de composição química, resistência, presa e expansibilidade;
- escolha da adição que cumpra requisitos de comportamento no ligante, composição química, presa e expansibilidade.
- escolha da água que cumpra requisitos de composição química;
- escolha do adjuvante que cumpra requisitos de comportamento no betão e de composição química.

Quanto à dosagem:

- definição da dosagem de cada fracção granulométrica para que a curva granulométrica de sólidos da mistura seja semelhante a curvas de referência ou se insira em fusos predefinidos;
- definição da composição e da dosagem do ligante para que a elevação de temperatura não seja exagerada e para que o betão tenha características mínimas de resistência e de durabilidade;
- definição da dosagem de água de forma a satisfazer requisitos de resistência e durabilidade e que permita ainda que o betão tenha a trabalhabilidade necessária à sua aplicação pelos meios que se pretendem utilizar em obra;
- definição da dosagem de adjuvante que permita modificar adequadamente características do betão.

Ambos os materiais, betão convencional e BCC, são compostos pelo mesmo tipo de constituintes e as propriedades para as quais se fazem exigências são usualmente as mesmas. Assim, os procedimentos descritos são em geral aplicáveis ao BCC. No entanto, este betão tem algumas particularidades, nomeadamente no que se refere à consistência e à composição, que o tornam diferente do betão convencional, justificando que se efectue uma avaliação específica da influência da composição nas características do betão.

Nos estudos de betão convencional é relevante colocar a questão sobre qual a representatividade dos ensaios laboratoriais, efectuados de forma normalizada e com condições uniformizadas de temperatura e humidade, no betão fabricado, transportado e colocado em obra. Nos estudos de composição deveria reproduzir-se as condições existentes em obra de forma a poder simular fielmente o comportamento do betão. Essa situação ideal quase nunca é possível alcançar face ao tempo necessário e aos custos envolvidos na sua execução.

Tal como para o BC, também no BCC as condições existentes em obra não são possíveis de simular em laboratório. Assim, para estimar o comportamento do betão aplicado em obra, a partir dos resultados dos ensaios laboratoriais, o procedimento comum traduz-se por definir metodologias de actuação não variáveis, através da execução de normas de ensaio, que se possam repetir e reproduzir e que sejam adequadas para o fim em causa, e encontrar relações estatísticas entre as características dos betões obtidos em obra e dos fabricados em laboratório, que permitam estabelecer critérios de segurança no dimensionamento.

No BCC é particularmente difícil reproduzir em laboratório as condições de fabrico e colocação do betão em obra. O transporte e a colocação do betão em obra podem causar maior segregação do que o manuseamento cuidadoso do betão em laboratório. A compactação pode também ser insatisfatoriamente reproduzida pelo procedimento usado em laboratório, por se empregarem equipamentos de porte muito diferente. Apesar de existirem limitações dos estudos efectuados em laboratório na reprodução das condições de fabrico do betão em obra, eles têm sido eficazes na definição da composição do BCC. Em geral as composições de betão optimizadas em laboratório são as utilizadas em obra, apesar de poder ser necessário alguma correcção face a condições particulares de aplicação. As características medidas nos provetes preparados em laboratório permitem também prever as características do BCC aplicado em obra [85]. Não se encontram na literatura, pelo menos na pesquisa efectuada, relatos de experiências mal

sucedidas na estimativa das características do betão em obra a partir dos resultados obtidos em laboratório.

3.2 - CONCEITOS BÁSICOS NA FORMULAÇÃO DO BCC

No início dos anos 70 alguns investigadores propunham que se utiliza-se uma mistura de solo e cimento para aumentar a coesão do solo e assim reduzir a secção das barragens de aterro. O desenvolvimento desta ideia inicial deu origem à realização dos primeiros estudos e das primeiras obras em BCC. O uso da tecnologia dos solos na construção de uma barragem de betão pobre podia diminuir consideravelmente o tempo de construção e os custos da obra, quando comparados com os relativos às barragens de betão convencional. Como na altura se considerava que a função principal do cimento era o aumento da coesão das partículas de inerte a sua dosagem era relativamente pequena e a formulação dos betões estava associada a métodos de ensaio geotécnicos. Desta forma o objectivo principal era a maximização da massa volúmica do betão, não sendo considerado muito relevante a optimização da granulometria do inerte, a elevação de temperatura devido à hidratação do cimento e a impermeabilidade da massa. As barragens incorporavam em geral sistemas de impermeabilização, o espaçamento entre juntas verticais no betão era elevado e a qualidade da ligação entre camadas era reduzida. Em algumas obras ocorreram problemas devido à fissuração do betão e à percolação no corpo da barragem que fizeram duvidar da capacidade de se poder construir barragens de BCC com qualidade similar à das barragens de betão convencional. Ao longo do tempo porém, com o avanço os conhecimentos, os receios iniciais têm vindo a ser eliminados.

Tal como o betão convencional o BCC é constituído por uma mistura de ligante, água, inertes e, eventualmente, adjuvantes. No betão existem vazios que resultam da incapacidade dos meios de compactação extraírem totalmente o ar da mistura. Estes vazios assumem um papel de relevo no BCC, um betão muito seco, devido à maior dificuldade de compactação.

O BCC bem proporcionado deve ser um material trabalhável, sem segregação e facilmente consolidado por um equipamento de compactação que produza na superfície do betão uma acção simultânea de compressão e vibração [85]. Para isso o BCC deve conter uma dosagem de

pasta, constituída pela soma das dosagens de cimento, de adições e de água, suficiente para preencher os vazios entre as partículas da areia, e conter uma dosagem de argamassa suficiente para preencher os vazios entre as partículas do inerte grosso. O conjunto das partículas do inerte com dimensão inferior a 75 μm são normalmente também consideradas como fazendo parte da pasta. A pasta no BCC tem duas funções principais: por um lado preencher os vazios entre os inertes de forma a melhorar a trabalhabilidade do betão fresco; por outro fechar a estrutura do betão endurecido de modo a torná-lo resistente às tensões, durável e pouco permeável.

A parcela do betão composta pela pasta e pela areia é designada por argamassa. A argamassa tem influência na coesão e na trabalhabilidade do BCC no estado fresco e na resistência mecânica, capacidade de ligação, durabilidade e permeabilidade do betão no estado endurecido.

As partículas do inerte grosso devem ter uma forma e uma granulometria que minimizem o volume de argamassa necessário no betão e que facilitem a compactação. Os inertes devem ter ainda uma resistência suficiente para suportar a acção provocada pelo peso do equipamento de colocação e compactação.

Os materiais usados normalmente no BCC são:

- ligante (L): cimento portland e adições;
- inertes: inerte grosso, areia e fíler;
- água (A);
- adjuvantes: redutores de água, retardadores de presa e introdutores de ar.

As adições mais usadas são as cinzas volantes mas também são utilizadas escórias de alto forno ou pozolanas naturais.

Embora a consistência do BCC no estado fresco seja influenciada pela forma e pela granulometria dos inertes, ela é controlada principalmente pelo tipo e pela dosagem de pasta. A trabalhabilidade do betão varia significativamente com a dosagem de água e com a relação A/L. O fíler, partículas de inerte com dimensão semelhante ou inferior às partículas do cimento, pode também tornar o betão mais ou menos trabalhável, principalmente em função da sua dimensão, forma e origem mineralógica.

Um dos aspectos críticos na composição do BCC é a escolha da dosagem de pasta. Uma dosagem insuficiente torna o betão muito seco, difícil de compactar e poroso no estado endurecido. Efectivamente, se no betão não existir quantidade de pasta suficiente para envolver todas as partículas dos inertes, algumas destas partículas estão em contacto directo umas com as outras, sem forças de ligação na superfície, físicas ou químicas, constituindo zonas sem resistência e formando vazios no betão. Estes vazios poderão constituir redes interligadas de canais de passagem da água, tornando o betão incapaz de ser uma barreira pouco permeável e susceptível de ser pouco durável. Por outro lado, uma dosagem excessiva de pasta pode ter vários inconvenientes, nomeadamente: tornar o betão demasiado plástico e incapaz de suportar o peso dos equipamentos de compactação ou, no caso de ainda permitir suportar esse peso, tornar a superfície do BCC, após a compactação, ondulada e demasiado irregular; contribuir para o aumento da retracção do betão por excesso de água; durante a compactação dar origem a demasiado refluimento de pasta na superfície do betão, provocando segregação nas camadas e ligações fracas entre elas; exigir um excessivo consumo de cimento para obter as resistência especificadas, aumentando o custo do material e a elevação de temperatura no betão.

Apesar da dosagem de pasta no BCC poder variar, quando o betão é mais ou menos seco, ela é sempre inferior à do betão convencional. No BCC não é, em geral, possível compactar o betão apenas por vibração. É necessário existir uma fonte de energia adicional, materializada pela introdução de uma força de compressão, para obter um satisfatório nível de compacidade. A menor dosagem de pasta no betão, que diminui a trabalhabilidade e aumenta a dificuldade de movimentação da parte fluída, tem duas consequências importantes: por um lado a distribuição da pasta no betão pode não ser tão homogénea; por outro, é mais difícil eliminar os vazios durante a compactação.

De certa forma o BCC, como tem uma reduzida dosagem de pasta e é quase só constituído por inertes, pode ser visto como um conjunto de partículas de inerte cobertas por pasta que, durante a compactação, são pressionadas conjuntamente para formar o betão. Se a granulometria dos inertes e do ligante for optimizada para ocupar o maior espaço possível, então o volume de vazios será menor e o tamanho e a forma dos poros regular. Caso contrário o betão pode conter um volume de vazios apreciável que, em casos extremos, pode formar uma rede de canais interligada. Assim, é possível que, por um lado, betões com relação A/C diferente possam ter resistência semelhantes, e, por outro, betões com consistência e dosagem de ligante semelhantes, tenham resistências muito diferentes.

Se a composição for adequada e se a compactação permitir eliminar a maioria dos vazios no betão e garantir uma uniforme distribuição dos componentes, então a resistência e a impermeabilidade do betão endurecido são controladas principalmente pelo tipo e pela dosagem de pasta. A dosagem e o tipo de ligante e a relação A/L são os principais parâmetros que influenciam aquelas características do betão. No entanto, a distribuição menos homogénea da pasta e a formação de vazios, que por vezes ocorre no BCC, podem modificar significativamente as características do betão.

Os inertes no BCC podem ocupar até cerca de 90% do volume do betão. Algumas características do BCC estão assim muito condicionadas às características dos inertes, nomeadamente a massa volúmica e as propriedades elásticas e térmicas, porque dependem fortemente das respectivas características dos componentes e da proporção em que estes se encontram no betão. A durabilidade do betão pode também ser afectada pelos inertes, nomeadamente devido à ocorrência de reacções expansivas no betão. As características da interface entre a pasta e a superfície dos inertes influenciam também a resistência, a impermeabilidade e a durabilidade do betão.

Para que os inertes ocupem o máximo espaço possível no betão, de modo a diminuir a dosagem de pasta, é necessário que as partículas tenham uma forma e uma granulometria adequadas. A granulometria dos inertes é normalmente definida empiricamente através de curvas de referência ou de fusos granulométricos. A forma mais ou menos alongada dos inertes grossos pode ser avaliada pelo índice volumétrico que traduz uma relação entre o volume dos inertes e o volume do mesmo números de partículas esféricas de diâmetro igual.

A resistência dos inertes grossos é um factor importante a ter em consideração na selecção do tipo de rocha a usar. Como atrás se mencionou a compactação do BCC é feita normalmente com recurso a equipamentos pesados. Estes equipamentos transmitem aos inertes, no contacto com as partículas ou entre partículas, tensões muito elevadas o que pode conduzir a que ocorra rotura destas partículas, alterando a forma e a granulometria dos inertes, modificando assim a composição do betão. No estado endurecido as partículas dos inertes são também solicitadas pelas tensões resultantes das acções a que o betão está sujeito. As tensões induzidas podem ser muito superiores às tensões médias calculadas, devido à concentração de tensões nas singularidades das ligações com a pasta. A tensão de rotura do betão pode ser fortemente

influenciada pela resistência dos inertes, particularmente se esta é inferior à resistência da pasta, devido à elevada proporção do volume que os inertes ocupam no betão.

As dosagens dos componentes são ajustadas para que o betão, no estado fresco, possa ser fabricado, transportado e compactado com os meios disponíveis e, no estado endurecido, tenha as características estabelecidas em projecto, nomeadamente no que se refere à resistência, à permeabilidade e à durabilidade. No BCC os volumes dos componentes, por metro cúbico de betão, estão em geral dentro dos intervalos abaixo apresentados:

ligante - 0,020 m^3 a 0,115 m^3 ($\cong$0,065 m^3);
inertes - 0,71 m^3 a 0,89 m^3 ($\cong$0,800 m^3);
água - 0,080 m^3 a 0,150 m^3 ($\cong$0,115 m^3);
adjuvantes - 0,0002 m^3 a 0,0030 m^3 ($\cong$0,001 m^3);
ar - 0,005 m^3 a 0,030 m^3 ($\cong$0,020 m^3).

A composição do betão pode ser dividida em três partes: volume de pasta (Vp); volume de argamassa (Vm) e volume de inerte grosso.

Considerando, grosso modo, que 80% do volume do betão é ocupado por inerte grosso e areia, que a dosagem de ligante é de 160 kg/m^3, 80 kg/m^3 de cimento e 80 kg/m^3 de cinzas volantes, e que a dosagem de água é de 100 l/m^3, e tomando ainda valores correntes de 3000 kg/m^3 e 2400 kg/m^3 para a massa volúmica do cimento e das cinzas, restam 4% do volume do betão por preencher. O volume em falta tem que ser ocupado por água ou por filer, caso contrário existiria um volume de vazios muito elevado no betão.

Alguns investigadores [46, 85] defendem que é necessário que a relação entre o volume de pasta e o volume de argamassa (Vp/Vm) seja no mínimo de cerca de 0,42 para assegurar que os vazios entre as partículas da areia (cerca de 35% a 40% do volume da areia) estão preenchidos com pasta de cimento. Esta relação Vp/Vm garantiria a existência de um volume de pasta superior ao volume de vazios, permitindo a distribuição uniforme da pasta no betão. Este valor pode ser considerado excessivo mas, caso não se façam estudos prévios sobre o betão, ele deve ser usado como mínimo para evitar que a mistura fique muito seca.

Em geral quanto maior for a máxima dimensão do inerte menor a dosagem de argamassa necessária. O volume de argamassa necessário depende também da trabalhabilidade especificada para o betão. Na maioria das obras de BCC a consistência do betão situou-se em 10 a 20 segundos Vêbê (método Vêbê modificado), se não forem considerados os casos dos betões formulados de acordo com métodos geotécnicos. Tatro e Hinds [85] referem que um betão com trabalhabilidade Vêbê entre 10 e 20 segundos é suficientemente estável sob a acção dos pesados equipamentos de colocação e compactação. Os autores defendem também que neste caso a pasta é suficientemente fluida para se distribuir uniformemente na massa do betão e a consistência da mistura permite a sua consolidação por cilindros vibradores.

3.3 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A SELECÇÃO E A DOSAGEM DOS COMPONENTES

3.3.1 – Generalidades

Os materiais utilizados no BCC são, como no betão convencional, inertes, água, ligante e eventualmente adjuvantes. No entanto, no estado fresco, o aspecto do BCC difere significativamente do BC. Quando depositado do veículo transportador para o local de aplicação o BCC não apresenta visível qualquer fluido de pasta e a sua compactação exige uma energia muito elevada. Casia e al. [86] definem o BCC como uma mistura seca que não deforma excessivamente sob o peso do equipamento de compactação e que tem uma granulometria e um teor em pasta de cimento tais que permitem que o betão adquira uma consolidação adequada sob a acção de um meio de vibração externo.

Tatro e Hinds [85] defendem que não é possível obter uma mistura de BCC por uma simples correcção da composição de um betão convencional conhecido, por exemplo pela diminuição da dosagem de água ou pelo aumento da dosagem de areia. A formulação do BCC deve seguir um procedimento específico, com parâmetros diferentes dos que se usam nos estudos de composição de betão convencional.

Relativamente à composição dos betões convencionais o BCC apresenta, em geral, as seguintes diferenças principais [87]:

- menor dosagem de água;
- menor dosagem de pasta;
- maior dosagem de areia;
- maior dosagem de fíler;
- ligante com menor calor de hidratação.

Com excepção do que se refere ao ligante, todas as outras diferenças resultam essencialmente da necessidade de se adaptar a consistência do betão ao método de transporte, espalhamento e compactação utilizado. A menor dosagem de água deve-se à necessidade de fabricar um betão seco que permita suportar o peso dos equipamento de colocação e compactação. Para que um betão seco não segregue nem contenha grandes vazios após a compactação, pode ser necessário aumentar a dosagem de areia e de inertes muito finos. Se o betão tiver uma dosagem reduzida de areia fica muito pouco trabalhável, devido à pequena dosagem de pasta e ao atrito entre as partícula do inerte grosso. O excesso de pasta, além de exigir a utilização dosagens elevadas de ligante, produz o efeito contrário na trabalhabilidade, tornando o betão muito plástico e incapaz de suportar o peso do equipamento de transporte, espalhamento e compactação.

As composições utilizadas no fabrico do betão das barragens de BCC apresentam diferenças significativas. Assim, por exemplo, utilizaram-se desde betões fabricados com reduzida dosagem de ligante e com inertes de má qualidade, até betões fabricados com inertes criteriosamente seleccionados e com teores em ligante médios a elevados. Apesar das diferenças observadas, não existe controvérsia sobre alguns aspectos que se devem seguir nos estudo da composição do BCC [88]:

- a escolha de uma granulometria que minimize a segregação;
- uso de uma dosagem mínima de ligante que garanta as características mecânicas exigidas;
- uso de uma dosagem de água que permita que a compactação consolide adequadamente o betão.

3.3.2 - Inertes

Na construção de barragens a escolha dos inertes está condicionada aos materiais existentes na vizinhança da obra, devido aos custos elevados do transporte a longa distância de muitos

milhares de toneladas de material. Apesar disso nem sempre o menor custo dos inertes é o factor que prevalece na escolha [89]. Efectivamente, o uso de inertes de qualidade inferior pode traduzir-se num acréscimo do custo da obra, mesmo se estes estiverem disponíveis na zona das escavações, devido, por exemplo, ao maior consumo de ligante e à eventual necessidade de arrefecimento do betão.

Na barragem de Concepción nas Honduras (1991) foram usados inertes com qualidade inferior [82, 90], com massa volúmica reduzida e elevada absorção, o que tornou necessário usar uma mistura muito seca para atingir os níveis de resistência especificados, prejudicando assim a qualidade da ligação entre camadas. Por outro lado, a maior dosagem de ligante necessária fez aumentar as tensões devidas à elevação de temperatura. Nesta obra a massa volúmica do betão foi de apenas 2230 kg/m^3 e foi especificada a utilização de uma membrana de policloreto de vinil (PVC), na face montante da barragem, como principal sistema de impermeabilização.

Como exemplos de obras de BCC onde foram usados inertes que não satisfaziam às especificações exigidas para o uso em betão convencional foram entre outras: a barragem de Middle Fork (USA), em que foram usados inertes com absorção de 12% a 20% e com massa volúmica de 2200 kg/m^3; as barragens de Willow Creek e Monksville (USA), em que não foi efectuada a lavagem dos inertes que continham excesso de partículas finas e matérias solúveis; a barragem de Copperfield (Austrália), em que os inertes continham partículas de granito muito alterado [90].

M.N. Haque e M.A. Ward publicaram um estudo [91] sobre o uso de inertes de inferior qualidade em BCC para pavimentos. Nas conclusões do estudo é referido que é possível fabricar BCC com resistência suficiente para ser aplicado em pavimentos usando inertes com reduzida resistência mecânica e mal graduados. No entanto, segundo os autores, nesse caso é necessário usar maiores dosagens de cimento para atingir o mesmo nível de resistência.

Os inertes, particularmente a forma e a granulometria das suas partículas, têm grande influência na qualidade e nas propriedades do BCC. De forma geral quando se pretende um BCC pouco permeável e com uma resistência à compressão mais elevada devem definir-se critérios mais rigorosos para a escolha dos inertes, semelhantes aos adoptados no betão convencional. Caso contrário pode ser aceitável admitir maior flexibilidade na sua escolha, particularmente se estiverem disponíveis em zonas próximas do local da obra, o que diminui os custos de

processamento e transporte. No entanto, alguns investigadores defendem [85, 92] que não existem razões para que seja vantajoso usar no BCC inertes que não cumpram as especificações correntes, porque, tal como para o betão convencional, eles darão origem a betões de inferior qualidade.

Os inertes são normalmente constituídos por um conjunto de fracções com granulometrias distintas. No fabrico do BCC com maior resistência e menor permeabilidade o número de fracções deve ser idêntico ao que se utiliza no fabrico de betão convencional, normalmente 3 a 5, para melhor controlar a curva granulométrica e diminuir a segregação no manuseamento [54, 85, 92], conseguindo obter-se uma maior compacidade do betão. Quando é possível aceitar maior flexibilidade nas características do BCC os inertes podem constituir apenas uma ou duas fracções [64, 92]. Por exemplo na construção da barragem de Concepción [82], nas Honduras, os inertes foram separados em apenas duas fracções; uma com partículas com dimensão entre 0 e 20 mm e outra entre 20 mm e 76 mm. Quando o número de fracções é menor, podem conseguir-se economias no fornecimento dos inertes, desde que o aumento da heterogeneidade e a diminuição da compacidade dos betões não apresente inconvenientes significativos.

Como o BCC é um material seco, o controlo da humidade dos inertes é um factor muito importante na dosagem de água da mistura e na consistência do betão. As variações na quantidade de água transportada pelos inertes, por absorção ou por água superficial, podem trazer alterações significativas nas características do betão se a dosagem de água introduzida na betoneira não for corrigida.

Na caracterização dos inertes é normal distinguir duas fracções principais: areias, material passado no peneiro nº 4 da série ASTM, com uma malha de abertura de cerca de 5 mm, e inertes grossos, partículas com dimensão superior a cerca de 5 mm. A relação entre a dosagem de areia e a dosagem total de inertes no betão é um parâmetro por vezes usado para optimização da mistura e que está relacionado com a dosagem de pasta necessária para preencher os vazios entre as partículas dos inertes no betão [62, 93, 94, 95]. No BCC as partículas muito finas dos inertes, com dimensão inferior a cerca de 75 μm, tem uma importância acrescida devido à reduzida dosagem de ligante deste betão. Efectivamente, como já foi referido, na maioria das mistura é necessário existir uma certa quantidade de filer para preencher os pequenos espaços entre as partículas mais grossas da areia, porque a pequena dosagem de ligante usada não é suficiente

para que o volume de pasta atinja os cerca de 40% do volume da argamassa, requeridos para que não exista excessos de vazios no betão.

De seguida faz-se uma abordagem aos aspectos mais relevantes das propriedades dos inertes [13, 96].

3.3.2.1 Máxima dimensão do inerte

Apesar de a máxima dimensão do inerte corresponder à dimensão do peneiro de maior abertura dos que retêm alguma partícula do inerte, para a formulação do betão é mais correcto utilizar a máxima dimensão nominal do inerte. Designa-se por máxima dimensão nominal do inerte (Dmáx.), ou simplesmente a máxima dimensão do inerte, a largura da malha do peneiro com menor abertura que retém no máximo uma determinada porção, em peso, do material. A porção referida é, em geral de 5% ou de 10%. A máxima dimensão nominal do inerte também pode ser determinada por extrapolação da curva granulométrica das partículas. Embora não seja a forma mais correcta, é usual nas obras de BCC usar a máxima dimensão do inerte e não a máxima dimensão nominal do inerte.

Em geral, no BCC quanto maior for a máxima dimensão do inerte menor o teor em pasta necessário para atingir um mesmo nível de resistência, o que reduz o custo do betão, baixa o calor de hidratação libertado pela mistura e aumenta a massa volúmica. No entanto, é necessário ter em consideração que as partículas dos inertes com diâmetro superior a 38 mm têm tendência para segregar, particularmente quando se usam inertes rolados. Misturas fabricadas com inertes com dimensão superior a cerca de 76 mm levantam sérios problemas de segregação não sendo por isso muito usadas [85]. Apesar disso nalgumas obras foram utilizados inertes com dimensão ainda superior, com partículas de 120 mm ou de 150 mm, como foram os casos das barragens de Tamagawa, Guanyinge, Miyagase, Tarbela, ou Willow Creek [10, 92]. Nas obras onde se usam inertes de grandes dimensões é conveniente separá-los em várias fracções, de forma a diminuir a segregação no manuseamento. Apesar de não ser comum usar inertes com dimensão inferior a 38 mm, existem alguns casos em que isso ocorreu, como na barragem de St Martin de Londres, em França, em que a máxima dimensão dos inertes utilizados foi de 31 mm.

A espessura mínima da camada a compactar não deve ser inferior a 3 vezes a máxima dimensão do inerte, o que normalmente se verifica no BCC visto que a espessura das camadas é em geral superior ou igual a 30 cm e a máxima dimensão do inerte não excede 100 mm.

Embora já tenha sido produzido BCC com inertes de Dmáx. entre 25 mm e 150 mm [81], na maioria das obras a máxima dimensão dos inertes situou-se entre 60 mm e 80 mm [92] e, actualmente, em barragens, a tendência é que este valor diminua para cerca de 50 mm a 60 mm. Pode, no entanto, ser vantajoso limitar ainda mais a máxima dimensão dos inertes, como por exemplo na aplicação de BCC em pequenos volumes, em pequenas áreas, ou quando se pretende utilizar centrais de betão convencional no fabrico de BCC.

3.3.2.2 Inertes grossos

Na selecção dos inertes grossos a utilizar no fabrico do BCC deve ter-se em especial consideração as propriedades seguintes:

- a resistência ao esmagamento, dado que sob a acção do peso dos cilindros de compactação podem resultar alterações significativas da granulometria;
- a forma das partículas, devendo evitar-se o uso de inertes de forma alongada, com índice volumétrico reduzido, porque aumentam a energia de compactação necessária para atingir o mesmo grau de consolidação e tornam muito difícil evitar a segregação e a formação de vazios no betão.

A resistência ao esmagamento é ainda importante porque se durante a compactação ocorrer a fractura dos inertes criam-se novas superfícies que consomem água de molhagem na mistura e tornam o betão mais seco, o que pode ter consequências na eficiência da compactação e na segregação. Por exemplo, no bloco experimental para a barragem de Pangue [71], no Chile, foram usados inertes vulcânicos porosos. A quebra dos inertes durante a compactação originou uma perda de trabalhabilidade de 20 s para 25 a 30 s Vêbê (método Vêbê modificado com sobrecarga de 10 kg).

No Quadro 3.1 apresentam-se os ensaios mais importantes na qualificação dos inertes grossos para BCC [96, 97].

Quadro 3.1 - Ensaios a realizar sobre os inertes grossos a utilizar em BCC

Designação do ensaio	*Norma/Especificação*
Determinação da Reactividade Potencial com os Álcalis do Ligante	E 415; E 159, NP 1381
Determinação da Resistência ao Esmagamento	NP 1039
Análise Granulométrica	NP 1379
Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Britas e Godos	NP 581
Quantidade de Partículas Muito Finas e Matéria Solúvel	NP 86
Teor de Sulfuretos	NP 2107
Teor de Sulfatos	NP 2106
Índice Volumétrico	E 223

Relativamente à verificação da conformidade dos inertes para uso no BCC ela deve em princípio ser efectuada segundo a especificação LNEC E 373, que estabelece as características que os inertes devem respeitar para poderem ser utilizados no betão convencional. No entanto, no que se refere à quantidade de partículas muito finas pode ser aceitável usar inertes grossos com mais de 3% destas partículas, nomeadamente quando a resistência à compressão especificada é reduzida, sem inconvenientes para a qualidade do betão [62]. Por outro lado, quanto à exigência relativa à resistência ao esmagamento, em que o valor máximo admissível no BC é de 45%, no BCC este valor pode ser muito elevado para que não ocorra fractura dos inertes durante a compactação.

3.3.2.3 - Areia

O uso de areias, partículas do inerte com dimensão inferior a cerca de 5 mm, é indispensável para preencher o espaço entre as partículas do inerte grosso. A dosagem e a qualidade das areias afecta significativamente as características do betão, nomeadamente a resistência e a trabalhabilidade. Tal como no betão convencional, o aumento da dosagem de areia normalmente melhora a trabalhabilidade e diminui a segregação dos inertes mais grossos, enquanto a forma das partículas tem influência na dosagem de água da mistura. Quando se utilizam areias roladas, que conferem à mistura um atrito reduzido entre as partículas e que tornam o betão mais trabalhável, a dosagem de água necessária para atingir uma certa trabalhabilidade é inferior à que seria requerida com o uso de areias britadas, cujas partículas têm superfícies angulosas e que tornam mais difícil o manuseamento do betão no estado fresco.

No Quadro 3.2 apresentam-se os ensaios mais importantes na qualificação das areias para BCC [96, 97].

Quadro 3.2 - Ensaios a realizar sobre areias a utilizar em BCC

Designação do ensaio	*Norma/Especificação*
Determinação da Reactividade Potencial com os Álcalis - Análise Petrográfica	E 415, E 159, NP 1381
Análise Granulométrica	NP 1379
Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Areias	NP 954
Determinação do Teor de Partículas Friáveis	NP 1380
Pesquisa de Matéria Orgânica pelo Processo do Ácido Tânico	NP 85
Teor de Sulfuretos	NP 2107
Teor de Sulfatos	NP 2106
Solos – Análise Granulométrica (*)	E 196

(*) para determinação do teor de partículas de argila

Como atrás referido para os inertes grossos, também para as areias a verificação da conformidade para uso no BCC deve ser efectuada segundo a especificação LNEC E 373. No entanto, no que se refere à quantidade de partículas muito finas, pode ser aceitável usar areia natural ou britada com mais de, respectivamente, 3% ou 10% destas partículas.

3.3.2.4 - Fíler

Os inertes utilizadas no fabrico do BCC podem incluir uma quantidade de material passado no peneiro nº 200 da série ASTM, com abertura de 75 μm, superior à especificada para o betão convencional, o que permite evitar, nalgumas situações, a lavagem destes inertes sem prejudicar a qualidade do betão. Estes inertes mais finos, quando não contêm argila, podem melhorar a trabalhabilidade e reduzir a quantidade de vazios no BCC [13, 98]. No entanto, no betão, a quantidade de material inerte passado no peneiro nº 200 não pode ser muito elevada dado que, por um lado, a mistura pode necessitar de maior dosagem de água, o que diminui a resistência e aumenta a permeabilidade, e, por outro, quando estes finos contêm alguma argila, pode ocorrer a formação de aglomerados que não se desagregam durante o fabrico, espalhamento e compactação.

Por vezes são usados os ensaios para determinação dos limites de consistência, da tecnologia de aplicação de solos, para avaliar a quantidade máxima aceitável de finos numa areia. O material

passado no peneiro nº 200 deverá ser não plástico ou de baixa plasticidade [62, 87, 88, 99]. Quanto maior a plasticidade menor a dosagem de finos aceitável.

Apresentam-se de seguida algumas considerações sobre a utilização de inertes muito finos encontradas na literatura.

Segundo Andriolo [100] no BCC o inerte pode conter 15% de partículas com dimensão inferior a 150 um, das quais 10% podem ser inferiores a 75 μm, dosagens superiores aos máximos permitidos no BC. Estes inertes muito finos podem funcionar como filer e diminuir a dosagem de ligante necessária.

No projecto nacional francês, BaCaRa, sobre barragens de BCC, é referido ser necessário um teor de 8% a 15% de elementos finos no betão, incluindo a dosagem de ligante [92]. Estes finos podem ser exclusivamente provenientes do ligante ou também do pó dos inertes. No entanto, os inertes muito finos podem ter propriedades benéficas ou nocivas. O comportamento dos finos no betão pode ser avaliado através de ensaios laboratoriais, nomeadamente pelo teor em argila ou pela resistência de argamassas fabricadas com o ligante e com a areia a utilizar em obra.

O Bureau of Reclamation [99] recomenda que a quantidade de finos seja limitada a cerca de 5% do peso total dos inertes. Caso se pretenda utilizar uma quantidade superior devem ser realizados ensaios prévios para avaliação da trabalhabilidade e da facilidade de compactação da mistura. Estes finos devem ter um índice de plasticidade inferior ou igual a 4. Finos com índice de plasticidade entre 5 e 7 só deverão ser utilizados após a realização de ensaios laboratoriais que demonstrem que a plasticidade não coloca problemas na compactação.

Os finos britados podem ter uma acção mais útil no betão se utilizados logo após a operação de moagem. No II Seminário Nacional Brasileiro de Concreto Compactado com Rolo [101] foi apresentada uma publicação sobre a variação da resistência de argamassas e betões, fabricados com partículas muito finas de xisto britado. Neste estudo, em que se usaram inertes finos moídos em diferentes períodos, concluiu-se que a resistência das argamassas fabricadas 365 dias após a moagem dos inertes pode ser de apenas 75% da resistência das argamassas fabricadas com composição idêntica mas logo após a moagem dos inertes.

Numa obra de BCC construída na China, "Shuikou Diversion Wall" [79], foram usadas cinzas volantes na composição do betão, para suprir a falta de finos da areia, com excelentes resultados no aumento da impermeabilidade e da massa volúmica do betão.

Oliveira e al. [102], num estudo sobre a incorporação de fíler no betão, referem que o uso de fíler basáltico fez diminuir a expansão de argamassas devida à reacção álcalis-sílica. Noutro estudo sobre o mesmo tema Krempel e Andriolo [103] referem que o fíler basáltico apresentou alguma actividade pozolânica.

Hopman [70] refere que na barragem de Elk Creek, nos Estados Unidos, a utilização de uma dosagem de finos elevada, entre 10% a 18% da dosagem de areia, resultou na redução da segregação e no aumento da massa volúmica.
No betão da barragem de Concepción, nas Honduras, os inertes continham 7% de finos. Segundo Giovagnoli e al. [82] estes finos foram benéficos para melhorar o comportamento do betão. Existem ainda outros trabalhos que referem também vantagens no uso de inertes muito finos no BCC [104, 105].

Andersson [25] refere que para evitar a segregação do BCC, quando usado em pavimentos, os inertes devem conter um teor em finos apreciavelmente superior ao que é normalmente utilizado em betão convencional.

3.3.2.5 Granulometria dos inertes

A granulometria dos inertes tem uma enorme influência nas características do betão. Entre outros factores, a alteração da granulometria afecta a segregação, a trabalhabilidade e a compactação da mistura no estado fresco e, por consequência, as propriedades do betão endurecido. A forma como está organizado o esqueleto sólido dos inertes no betão tem influência na dosagem de pasta necessária para o preenchimento dos espaços entre partículas e na maior ou menor facilidade de migração da pasta no betão.

O antigo Regulamento de Betões e Ligantes Hidráulicos (RBLH) especificava que, para o betão convencional, a granulometria dos inertes deveria ser estabelecida de modo a conferir ao betão as propriedades que a sua utilização impõe. Esta regra, de carácter geral, aplica-se obviamente

ao BCC. Apesar de não ser absolutamente necessário, é importante que os inertes tenham uma granulometria semelhante a curvas de referência conhecidas, que foram estabelecidas empiricamente mas que conduzem em geral a bons resultados.

Nas obras de BCC nem sempre foram especificados limites rigorosos para a granulometria dos inertes, tendo-se então considerado aceitável usar inertes com granulometrias significativamente diferentes, desde que estivessem inseridos num fuso alargado. Nestes casos o coeficiente de variação da resistência à compressão é geralmente elevado.

Como regra geral pode referir-se que os fusos ou as curvas granulométricas de referência utilizadas no fabrico de betão convencional podem ser adaptadas para o BCC, nomeadamente as curvas de Fuller ou de Faury, ou os fusos do ACI [95, 106, 107, 108, 109]. Todavia a dosagem de areia e de material muito fino deve ser ajustada de forma a garantir a trabalhabilidade deste betão mais seco.

Na literatura encontram-se recomendações sobre a granulometria mais adequada para o fabrico de BCC, algumas das quais são descritas de seguida.

Segundo Santos [110] a granulometria ideal é aquela que conduz à máxima densidade do material seco compactado com a mínima área superficial. Este autor refere ainda que as areias devem ter uma granulometria contínua e que se deve aumentar a quantidade de finos se o betão apresentar segregação.

As curvas de referência de Fuller, do tipo $\mathbf{p=(d/D)^{1/n}}$, com **n** igual a 2 ou 3 [94, 95, 100, 109, 111, 112], são correntemente usadas. O Comité 207 do ACI [62] (American Concrete Institute) refere que se deve utilizar uma granulometria dentro dos limites apresentados no Quadro 3.3. Segundo este Comité, quando se usam finos não plásticos, qualquer granulometria contínua inserida no fuso apresentado no Quadro atrás referido é adequada para fazer um bom BCC. A quantidade de areia é da ordem de 33% a 43% do total de inertes, valor superior ao normalmente usado no betão convencional para evitar a segregação e a rotura dos inertes grossos durante a compactação.

Numa publicação da ASCE [46] é recomendado que os inertes grossos e os inertes finos tenham uma granulometria próxima da apresentada nos Quadros 3.4 e 3.5, considerada como ideal. A proporção sugerida para a fracção mais fina está apresentada no Quadro 3.6.

Na figura 3.1 apresentam-se as curvas granulométricas atrás referidas, para inertes com máxima dimensão de cerca de 75 mm. Nesta figura foram tomados valores médios dos fusos sugeridos pelo USACE e pelo ACI. Assim, na curva do USACE a dosagem de inerte fino considerada foi de 34% do volume total de inertes. Na curva do ACI, tal como para os inertes finos da curva do USACE, a percentagem de material retido, considerada para cada peneiro, refere-se ao valor médio do fuso proposto. A curva de Faury desenhada nessa figura foi determinada considerando os parâmetros A e B iguais a, respectivamente, 20 e 1, indicados para betões muito secos em que a compactação se faz por vibração potente e com compressão [106, 113].

Quadro 3.3 – Granulometria dos inertes no BCC (ACI-207.5R) [62]

Peneiro	Percentagem de material passado
4″ (101,6 mm)	100
3″ (76,1 mm)	98-100
$2^{1/2}$ ″ (63,5 mm)	95-99
2” (50,8 mm	86-96
$1^{1/2}$ ″ (38,1 mm)	75-90
1″ (25,4 mm)	63-77
¾″ (19,0 mm)	56-69
3/8″ (9,52 mm)	43-53
Nº 4 (4,76 mm)	33-43
Nº 8 (2,38 mm)	25-35
Nº 16 (1,19 mm)	19-29
Nº 30 (0,59 mm)	14-24
Nº 50 (0,297 mm)	10-18
Nº 100 (0,149 mm)	6-13
Nº 200 (0,075 mm)	4-10

Quadro 3.4 – Curva ideal dos inertes grossos, ASCE [46]

Abertura do peneiro	Percentagem de material passado		
	Dmáx= 75 mm	Dmáx= 37,5 mm	Dmáx= 19 mm
75 mm	100	-	-
63 mm	88	-	-
50 mm	76	-	-
37,5 mm	61	100	-
25,0 mm	44	72	-
19,0 mm	33	55	100
12,5 mm	21	35	63
9,5 mm	14	23	41
4,75 mm	-	-	-

Quadro 3.5 – Fuso dos inertes finos, ASCE [46]

Abertura do peneiro	Percentagem de material passado
9,5 mm	100
4,75 mm	95-100
2,36 mm	75-95
1,18 mm	55-80
600 μm	35-60
300 μm	24-40
150 μm	12-28
75 μm	8-18
Módulo de finura	2,10-2,75

As curvas granulométricas apresentadas na figura não são muito diferentes, no entanto, a curva $p=d/D^{1/2}$ tem uma quantidade de material fino, com diâmetro inferior a 5 mm, menor que as outras e os inertes grossos da curva de Faury têm uma percentagem superior de partículas com maior dimensão.

Na figura 3.2 apresentam-se curvas granulométricas para inertes com máxima dimensão de 50 mm. Neste caso só se apresentam as curvas de Faury, de Fuller ($p=d/D^{1/2}$ e $p=d/D^{1/3}$), e ainda um fuso granulométrico [114] usado no âmbito dos estudos de BCC baseados em conceitos de mecânica de solos [115]. Apesar das curvas de referência referidas estarem inseridas quase totalmente no fuso, os limites definidos por este permitem usar granulometrias muito diferentes, pressupondo ser indiferente usar qualquer combinação das fracções disponíveis que resultem numa granulometria inserida no intervalo de valores estabelecidos, o que é uma simplificação grosseira quando o objectivo é optimizar as características dos betões. Efectivamente, uma variação tão significativa da granulometria tem repercussões não só na trabalhabilidade mas também nas propriedades do betão endurecido, nomeadamente porque altera a área superficial dos inertes e a dosagem de pasta necessária para colmatar os espaços entre as partículas.

Quadro 3.6 – dosagem de inerte fino, ASCE [46]

Dmáx (mm)	Tipo de inerte grosso	Percentagem de inerte fino (% do volume total de inertes)
75	britado	29-36
75	rolado	27-34
37,5	britado	39-47
37,5	rolado	35-45
19,0	britado	48-59
19,0	rolado	41-45

3.3.3 – Ligante

3.3.3.1 - Tipo e dosagem de ligante

O tipo e a dosagem de ligante usados nas obras de BCC têm variado significativamente. Já se usaram desde cimentos constituídos quase unicamente por clínquer portland, como é o caso dos cimentos tipo I, até ligantes sem clínquer contendo apenas escórias de alto forno e cinzas volantes, passando por misturas com diferentes proporções de cimento e de adições (pozolanas naturais, cinzas volantes, escória de alto forno, fíler, etc.). Esta variedade de opções não significa que a composição do ligante seja pouco importante para o comportamento do material mas é fruto da disponibilidade de materiais nos locais de aplicação, de diferentes características especificadas para o betão ou de distintas formulações adoptadas nos estudos de composição.

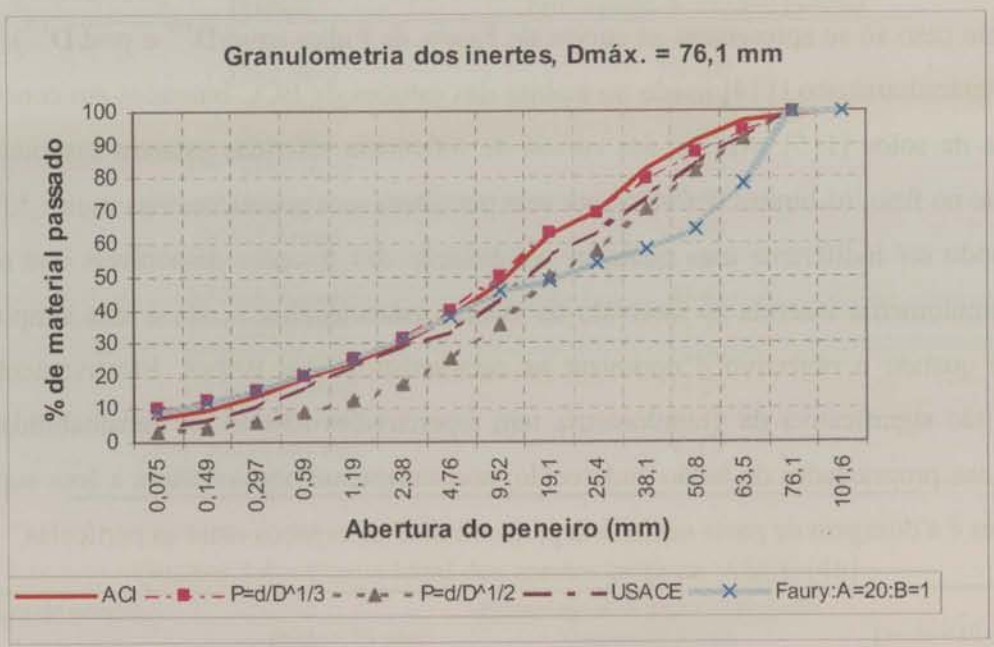


Figura 3.1 – Granulometria dos inertes para Dmáx=76,1 mm. Curvas de Fuller e de Faury e valores médios dos fusos do ACI e USACE.

Nas aplicações em massa é conveniente usar ligantes que desenvolvam pouco calor de hidratação e, no caso de barragens de BCC, que a presa seja retardada de forma que a ligação entre camadas sucessivas se faça antes do endurecimento do betão da camada inferior. Neste sentido a Ciments Lafarge desenvolveu um ligante sem clínquer denominado BARLAC [116], ou ROLAC [117, 118], para aplicação nas barragens francesas de BCC, como foram os

casos das obras de Riou, Villaumur, Les Olivettes, Choldococagna e La Touche Poupard. Este ligante, usado normalmente em dosagens de 100 kg/m^3 a 130 kg/m^3, é constituído por escórias de alto forno e cinzas volantes [119]. As cinzas volantes são ricas em sulfatos e em cal livre para assegurar a activação das escórias. Esta activação é, no entanto, lenta, com início de presa normalmente superior a 10 horas, o que permite que a libertação de calor seja reduzida e se faça progressivamente ao longo do tempo. Embora o BARLAC seja um exemplo extremo dos ligantes usados no BCC, por não incluir cimento, reflecte, no entanto, as preocupações que devem orientar a escolha do ligante, ou seja, a redução da libertação de calor e o retardamento do endurecimento do betão.

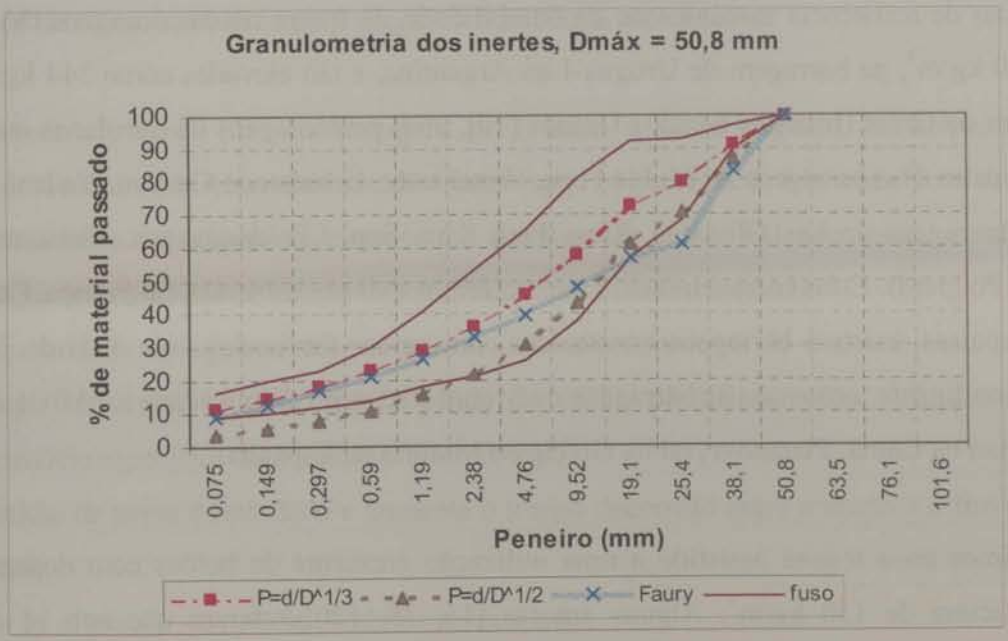


Figura 3.2 – Granulometria dos inertes, Dmáx=50,8 mm. Fuso usado na geotécnia, curvas de Fuller e de Faury.

A composição das escórias e das cinzas que constituem o BARLAC é aproximadamente a que está apresentada no Quadro 3.7:

Quadro 3.7 – Componentes do BARLAC/ROLAC [116]

	Escórias	Cinzas
Cal (CaO)	42%	60%
Sílica (SiO_2)	35%	13%
Alumina (Al_2O_3)	9%	6%
Magnésio (MgO)	10%	-
Sulfatos (SO_3)	-	12%
Outros	4%	9%

Em algumas estruturas, devido à sua grande dimensão e às pequenas tensões previstas, a resistência do betão não é condicionante na formulação da composição. Neste caso pode considerar-se o uso de ligantes com elevado teor de adições, ou mesmo, como no caso do BARLAC, sem cimento. Por outro lado, tal como no betão convencional, as questões relacionadas com a durabilidade podem ter um peso preponderante quando se define qual o ligante mais adequado. Por exemplo, quando se usam inertes siliciosos potencialmente reactivos com os álcalis, então é importante optar por um cimento com baixo teor de Na_2O e de K_2O.

A dosagem de ligante no BCC depende em geral da relação A/C necessária para satisfazer exigências de resistência mecânica ou de durabilidade. Já foram usadas dosagens tão baixas como 60 kg/m^3, na barragem de Urugua-I na Argentina, e tão elevadas como 344 kg/m^3, na barragem de Great Hills nos Estados Unidos [10], com percentagens de pozolanas ou outras adições entre 0% (barragens de Midde Fork, Winchester, Grindstone Canyon, Vadeni, etc.) e 100% (barragens de Les Olivettes, Riou, Petit Saut, Sep, Choldocogagna, Villaunur e La Touche Poupard). Estas barragens sem cimento foram todas construídas em França. Contudo, noutros países, existem barragens construídas com betões fabricados com mais de 70% de adições no ligante, como são as barragens de Mount Pleasant e Wolwedans na África do Sul, Bailongtan na China, Platanovryssi na Grécia ou Maroño na Espanha.

Nos últimos anos tem-se assistido a uma utilização crescente de betões com dosagens de ligante acima de 150 kg/m^3. Alguns autores [14, 35, 120] referem que isto se deve à necessidade de diminuir a permeabilidade das barragens e de melhorar a ligação entre camadas e as características do betão.

Apesar dos ligantes usados nas barragens de BCC serem em geral constituídos por misturas efectuadas na obra de cimento e adições, é, no entanto, possível que o ligante saia da fábrica de cimento já com as adições incorporadas. Por exemplo na barragem de Urdalur, em Espanha [121] foram usados dois tipos de cimento, designados por V/25 e V/35, que continham cinzas e escórias em proporções elevadas. O cimento V/25 continha 30% de clínquer e 70% de cinzas e o cimento V/35 continha 45% de clínquer, 45% de cinzas e 10% de escória. Nas fábricas de cimento a granulometria das cinzas volantes pode ser alterada, relativamente à granulometria original das cinzas, porque estas podem passar pelo moinho de cimento. Também na barragem

de Pangue, no Chile, o ligante vinha preparado da fábrica com uma mistura de 45% de clínquer e 55% de pozolana natural [72, 122].

Para a mesma dosagem de ligante a proporção entre a dosagem de cimento e a dosagem de cinzas influencia fortemente o comportamento do betão. Habitualmente no BCC são utilizadas grandes dosagens de cinzas pelas razões já apresentadas atrás. A reduzida resistência inicial do BCC, quando fabricado com elevada proporção de cinzas no ligante, não é normalmente prejudicial na construção de barragens [123]. No entanto, quando a substituição de cimento por cinzas é muito elevada as partículas podem funcionar apenas como fíler, dado que a se a quantidade de clínquer presente no ligante é pequena e não existe hidróxido de cálcio suficiente para reagir com as cinzas em excesso.

Num estudo efectuado para as barragens de Erizana e Santa Eugenia, em Espanha, pelo Grupo de Trabalho da Universidade de Cantabria [124], em BCC fabricado com diferentes proporções entre a dosagem de cimento e a dosagem de cinzas volantes, concluiu-se que, à medida que a quantidade de cinzas volantes aumenta, ocorre o seguinte:

- a quantidade de água necessária para manter a consistência do betão diminui até atingir um valor mínimo, que depende do efeito plastificante das cinzas e da superfície específica do cimento e das cinzas;
- o início de presa é retardado e aumenta o tempo decorrido entre o início e o fim de presa;
- não há alteração no tipo de produtos hidratados.

Noutro estudo do Grupo [125] foi efectuada uma análise da variação das características de argamassas, nomeadamente a resistência à compressão e à flexão, em função da quantidade de cinzas incorporadas no ligante (figura 3.3), tendo-se concluído que, mantendo constante a quantidade total de ligante, à medida que se aumenta a quantidade de cinzas podem-se separar três fases no comportamento das argamassas:

- fase I, com menor dosagem de cinzas, em que praticamente não existe influência da quantidade de cinzas na resistência mecânica das argamassas;
- fase II, com dosagens de cinzas intermédias, em que o aumento da quantidade de cinzas provoca uma diminuição da resistência mecânica das argamassas;

- fase III, com dosagens de cinzas muito elevadas, em que qualquer aumento da quantidade de cinzas produz uma quebra acentuada na resistência mecânica das argamassas.

As percentagens de cinzas no ligante a que correspondem as mudanças de fase variam com a propriedade considerada e com a idade. Apesar dos valores apresentados na figura 3.3 serem apenas indicativos, quando se considera a resistência à compressão e se utilizam cinzas volantes comuns, eles são uma boa aproximação dos valores que se poderão vir a obter.

3.3.3.2 - Cinzas volantes

As cinzas volantes, um subproduto da combustão do carvão nas centrais termoeléctricas, são usadas como material cimentício no betão. A maioria das cinzas volantes produzidas nas centrais térmicas podem ser classificadas como cinzas volantes classe C ou classe F de acordo com a denominação americana especificada na norma ASTM C 618. A principal diferença entre estas duas classes de cinzas reside no facto de serem ou não ligantes. As cinzas classe F têm um teor de cálcio reduzido e têm apenas propriedades pozolânicas. As cinzas classe C além de terem propriedades pozolânicas têm também propriedades ligantes por conterem um teor de cálcio mais elevado.

As cinzas classe F, as únicas produzidas em Portugal, são em geral pobres em cal e são constituídas principalmente por sílica e alumínio. Estas cinzas não constituem, por si só, um ligante, mas, na presença do hidróxido de cálcio libertado pelas reacções de hidratação do cimento, são capazes de formar produtos hidratados similares aos que se encontram na pasta de cimento. Este tipo de cinzas é correntemente utilizado no fabrico de BCC.

As cinzas classe C são autênticos ligantes hidráulicos e podem ter uma constituição química similar à do clínquer dos cimentos. Assim, o desempenho destas cinzas no betão é distinto do das cinzas volantes classe F. Quando as cinzas classe C têm um teor de óxido cálcio ou de óxido de magnésio demasiado elevado podem provocar a expansão e a desagregação do betão. Cinzas classe C foram usadas no fabrico de BCC nas barragens de Platanovryssi, Victoria e Stacy [34]. Existem também aplicações em pavimentos de BCC com cinzas classe C [93].

No Quadro 3.8 apresentam-se as composições químicas mais comuns, relativamente aos elementos presentes em maior proporção, das cinzas volantes e das escórias de alto forno, em conjunto com uma composição corrente dos cimentos portland nacionais.

Quadro 3.8 – Composição química de cinzas escórias e cimento (constituintes principais)

	cinzas volantes (%)	escórias de alto forno (%)	cimento portland (%)
SiO_2	30-65	25-45	21
CaO	1-30	35-50	61
Al_2O_3	12-35	5-20	6

Inicialmente as cinzas volantes eram usadas como substituição de parte da massa ou do volume de cimento, um componente de custo elevado do betão. No entanto, com o desenvolvimento da investigação sobre o desempenho das cinzas, encontraram-se vários outros benefícios para as características do betão pela incorporação de cinzas, nomeadamente o aumento da trabalhabilidade, a diminuição da elevação de temperatura, a melhoria da resistência aos sulfatos, a redução da expansão devida às reacções álcalis-sílica e o aumento da resistência e da durabilidade do betão endurecido.

A percentagem óptima de cinzas volantes no ligante, para uma determinada finalidade, por exemplo a maximização da resistência à compressão a uma certa idade, depende de vários factores, tais como o cimento usado, a relação A/C ou as cinzas volantes utilizadas. Como foi atrás referido, a função das cinzas volantes não se restringe à participação nas reacções de endurecimento do betão, pois elas podem permitir a diminuição da dosagem de água de amassadura, devido à acção fluidificante das partículas esféricas das cinzas, e ter ainda a capacidade, devido à sua forma e à pequena dimensão, de preencher pequenos espaços na massa do betão. Este último efeito é particularmente importante quando as partículas da areia têm uma forma irregular, criando zonas onde o acesso só é possível a grãos de dimensão muito reduzida [126, 127, 128, 129]. Estes efeitos físicos têm influência na resistência do betão a idades jovens enquanto que as reacções químicas têm maior influência no comportamento do betão a idades mais avançadas. Nas misturas com elevada dosagem de cinzas as reacções químicas assumem uma importância fundamental, porque se podem obter betões com elevada resistência à compressão e baixa porosidade usando reduzidas dosagens de cimento, desde que decorra tempo suficiente para que as reacções de hidratação se

processem. A diminuição da porosidade do betão é particularmente importante para aumentar a durabilidade, por diminuir a permeabilidade à água e aos agentes agressivos exteriores.

O uso de uma elevada dosagem de cinzas volantes, acima de cerca de 40% do ligante, tem particular interesse nos casos em que o desempenho do betão é especificado para idades mais tardias. Efectivamente, nos betões fabricados com grande quantidade de cinzas o crescimento da resistência até aos 90 dias de idade pode ser relativamente pequeno, mas, a 1 ano de idade, a resistência à compressão pode atingir o dobro da resistência à compressão aos 3 meses. Porém, Tatro e Hinds [85] afirmam que apesar de já se ter fabricado BCC com dosagens de cinzas volantes próximas dos 80% do ligante, só cerca de 50% podem reagir e a restante parcela das cinzas não contribui significativamente para o aumento da resistência.

Por serem subprodutos industriais, e não um produto final, as cinzas volantes provenientes de uma mesma origem podem ter variações importantes nas suas propriedades, particularmente quando há variação das características do carvão usado ou quando há alteração do processo de queima e recolha das cinzas na central termoeléctrica. Como critério de selecção de cinzas volantes para BCC poderá utilizar-se o cumprimento da norma NP EN 450, "Cinzas volantes para betão, definições exigências e controlo da qualidade", que se aplica ao betão estrutural. No entanto, poderá ser útil usar cinzas volantes que não satisfaçam os requisitos daquela norma, nomeadamente no que se refere à perda ao fogo ou ao índice de actividade, desde que ensaios prévios em BCC provem a eficácia do uso dessas cinzas, ou seja, se aumentarem a resistência ou a impermeabilidade do betão.

As cinzas volantes portuguesas são provenientes das centrais térmicas de Sines, do Pego e da Tapada do Outeiro. As cinzas de Sines são já utilizadas pelas fábricas de cimento nacionais para produzir o cimento tipo IV, ou menos frequentemente o tipo II, sendo regularmente caracterizadas. As cinzas do Pego são também usadas como adição no betão, particularmente nas centrais de betão pronto, e são também regularmente ensaiadas. Como foi referido, as características das cinzas dependem do tipo de carvão utilizado e do processo de funcionamento da central termoeléctrica. Assim, desde que não haja alteração significativa dos parâmetros referidos, tanto as cinzas de Sines como as cinzas do Pego são adequadas para o fabrico de BCC.

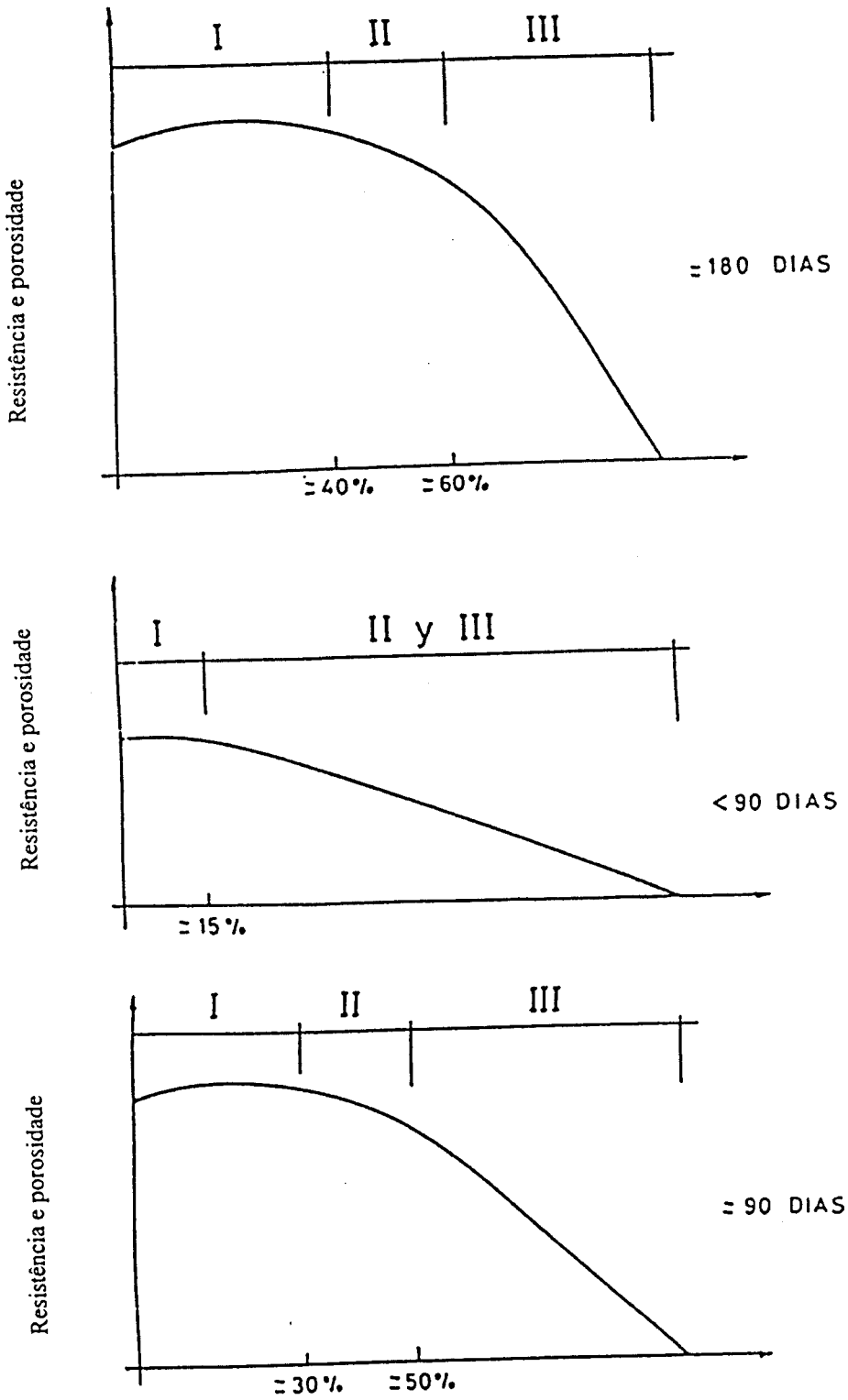


Figura 3.3 - Variação das características das argamassas em função da percentagem de cinzas volantes no ligante [125].

Como na maioria dos betões para obras de BCC se usam cinzas volantes classe F, dedicou-se uma atenção especial ao estudo da incorporação destas cinzas no betão. Na secção 3.5.1 deste trabalho faz-se uma avaliação do comportamento de argamassas fabricadas com cinzas volantes de Sines e do Pego, as únicas que em Portugal são usadas no fabrico do betão convencional, considerando a substituição de cimento por cinzas ou a adição de cinzas em proporções variáveis para dosagens de cimento constantes.

As cinzas da Tapada do Outeiro têm valores de perda ao fogo e de resíduo no peneiro de 45 μm que ultrapassam os limites estabelecidos pela norma NP EN 450 e pela norma ASTM C 618 para as cinzas das classes F ou C, não sendo adequadas para o emprego em betões convencionais. No entanto, estudos efectuados concluíram ser viável a incorporação destas cinzas em misturas com inertes e cimento para aplicação em camadas base de pavimentos rodoviários (betões pobres, cilindrados e/ou vibrados) [130]. Como nem sempre é necessário exigir ao BCC características de resistência e impermeabilidade elevadas, pode ser vantajoso utilizar estas cinzas no fabrico deste tipo de betão, particularmente quando se consideram importantes os benefícios ambientais da aplicação de um resíduo; no entanto deve existir uma avaliação prévia do comportamento destas cinzas no betão. Neste trabalho não se fizeram estudos experimentais sobre o uso das cinzas da Tapada do Outeiro no BCC.

3.3.3.3 - Escórias de alto forno

As escórias de alto-forno são um subproduto no processo de fabrico do ferro fundido recolhido na parte inferior do alto-forno. Este material, constituído principalmente por sílica, alumínio e cálcio (ver Quadro 3.8), quando se encontra no estado amorfo e depois de finamente moído, possui propriedades hidráulicas [131]. Apesar das escórias terem propriedades hidráulicas elas reagem muito lentamente se forem usadas como componente único do ligante. No entanto, num meio com pH elevado (de cerca de 12) a velocidade das reacções é muito superior, devido à dissolução da fase vítrea da escória. Assim, nos ligantes em que existe cimento portland e escórias, a contribuição para a resistência do betão conferida pelas escórias inicia-se logo nas primeiras idades porque estas se encontram num meio de elevada alcalinidade e os seus componentes reagem com a água para formar silicatos de cálcio hidratados. As escórias são facilmente activadas devido à ausência de uma rede de SiO, contrariamente ao que acontece com as cinzas volantes em que é necessário uma alcalinidade superior, pH de cerca de 13, a 20 °C, para que a decomposição da fase vítrea se

inicie. A reacção das escórias é mais lenta què a reacção do cimento portland; no entanto após os 28 dias a resistência de argamassas fabricadas com cimento com escórias poderá ser superior à de argamassas fabricadas com cimento portland, desde que ambos os cimentos sejam da mesma classe de resistência [132].

A velocidade de reacção das escórias é mais sensível à temperatura que a do cimento portland. Assim, considerando dois ligantes, um com cimento e escórias e outro constituído só pelo cimento, que tivessem a mesma resistência aos 28 dias, determinada de acordo com a norma EN 196-1, se a cura fosse efectuada a temperatura inferior a 20 °C o ligante só com cimento teria resistência superior, mas, pelo contrário, se a cura fosse efectuada a uma temperatura superior a 20 °C, o ligante com escórias teria uma resistência mais elevada [132].

Em condições adiabáticas o desenvolvimento de calor nos ligantes com escórias é mais lento do naqueles constituídos só por cimento. Esta propriedade é útil para diminuir a probabilidade de fissuração nos betões em massa devido às variações de temperatura. O uso de ligantes com escórias pode permitir a diminuição da possibilidade de deterioração do betão em massa por ataque dos sulfatos, reacção álcalis-sílica ou ciclos gelo-degelo [132].

Nas barragens de Zaaihoek, Mount Pleasant e Arabie, na África do Sul, Porce II, na Colômbia e Satsunaigawa, no Japão, o ligante foi constituído em cerca de 70% por escórias de alto-forno [10, 34]. O betão da ensecadeira, construída em BCC, da barragem de Serra da Mesa, no Brasil, continha 69 kg/m^3 de cimento e 140 kg/m^3 de escórias. Nos estudos experimentais para esta obra [133] foi efectuado um trabalho interessante sobre a variação da resistência do BCC com a variação da finura da escória. A resistência do BCC aos 28 dias, de acordo com os resultados do estudo, variou de forma quase linear, entre 14,3 MPa e 18,0 MPa, com o aumento da finura (Blaine) da escória entre 3574 cm^2/g e 5044 cm^2/g.

Noutro estudo sobre o efeito das escórias no BCC [134] é referido que a substituição de cimento por escórias melhorou a trabalhabilidade e a resistência à compressão do betão. Nesse estudo é mencionado que, relativamente a betões fabricados com 100 kg/m^3 de ligante, o crescimento da resistência com o aumento da finura da escória, entre 2390 cm^2/g e 5180 cm^2/g, só se verificou até aos 28 dias. A idades mais avançadas, 90 dias ou 365 dias, a resistência à compressão mais elevada foi obtida nos betões fabricados com a escória com uma finura intermédia de 3880 cm^2/g.

101

3.3.3.4 - Sílica de fumo

A sílica de fumo é um subproduto da preparação do silício ou de ligas de silício, efectuada em fornos eléctricos onde o quartzo é reduzido pelo carvão a elevadas temperaturas. A sílica de fumo é constituída fundamentalmente por dióxido de silício, normalmente em percentagem superior a 90%, e as suas partículas têm dimensões entre 0,01 μm e 0,5 μm [131].

Os ligantes com sílica de fumo exibem propriedades pozolânicas mesmo quando a adição é reduzida. No entanto, com percentagens de sílica de fumo entre 0% e cerca de 30%, o calor de hidratação do ligante aumenta com a dosagem de sílica de fumo [131].

A sílica de fumo é utilizada frequentemente no fabrico de betões de elevado desempenho. A adição de sílica de fumo, devido à elevada reactividade e à pequena dimensão das partículas de sílica, pode aumentar a resistência à compressão e diminuir a porosidade dos betões e é quase sempre imprescindível o seu uso quando se pretendem fabricar betões com resistência à compressão aos 28 dias muito superior a 100 MPa, ou quando se pretende que o betão tenha uma permeabilidade ao oxigénio inferior a 10^{-18} m^2. Uma das razões para a melhoria do comportamento dos betões com sílica de fumo, relativamente a betões correntes, reside na superior qualidade do betão na zona de interface entre a pasta e superfície dos inertes, em resultado do preenchimento desta zona pelas partículas de sílica, as quais possuem elevada tensão superficial e reagem com o hidróxido de cálcio, que normalmente ocorre na interface, para formar silicatos semelhantes aos da hidratação do cimento.

A sílica de fumo, apesar de também poder ser usada no fabrico de BCC, não foi ainda utilizada na construção de barragens. Esta facto pode dever-se a razões económicas e ao aumento da elevação de temperatura no betão.

Num estudo efectuado na Suécia sobre BCC para pavimentos [25] é referido que se pode usar sílica de fumo até 10% do ligante. No entanto, nesse caso será necessário usar um dispersante da sílica de fumo para assegurar a homogeneidade do betão. Noutro estudo laboratorial realizado no Brasil sobre a introdução de sílica de fumo no BCC [135] conclui--se que, para

se obter a mesma resistência aos 28 dias, 15 kg/m^3 de sílica de fumo podiam substituir 45 kg/m^3 de cimento. No entanto, nos betões com sílica de fumo foi também usado um superplastificante o que não aconteceu nos betões sem sílica. Nesse mesmo estudo fabricaram-se betões com dosagens de cimento de 70 kg/m^3 e analisou-se a influência na resistência à compressão do betão da introdução de 15 kg/m^3 e de 30 kg/m^3 de sílica de fumo. Aos 90 dias a resistência à compressão passou de 4,9 MPa, obtida no betão sem sílica, para 10,6 MPa e 18,0 MPa, nos betões com respectivamente 15 kg/m^3 e 30 kg/m^3 de sílica de fumo. Curiosamente foi também concluído no estudo que a resistência à compressão do betão até aos 7 dias de idade não aumentou significativamente com a adição de sílica.

3.3.3.5 - Pozolanas naturais

No relatório ACI 116R [136] as pozolanas são definidas como um material silicioso, ou silicioso e aluminoso, que por si só tem pouco ou nenhum valor como ligante mas, finamente moído e na presença de água, reage quimicamente com o hidróxido de cálcio, a temperaturas normais, para formar compostos que possuem propriedades aglomerantes. As pozolanas naturais são materiais em estado natural ou calcinado que tem propriedades pozolânicas.

Existe uma variedade enorme de tipos de pozolana natural [137] mas todas têm em comum um teor elevado de SiO_2, normalmente acima dos 50%. Os outros componentes principais são normalmente o alumínio, o ferro e o cálcio que aparecem em proporções diferentes conforme o tipo de pozolana natural. Em Portugal são conhecidas as pozolanas naturais dos arquipélagos da Madeira e dos Açores, nomeadamente nas ilhas da Madeira, Porto Santo, Santa Maria, São Miguel, Faial e Flores [138].

O uso de pozolanas naturais no betão em massa tem ocorrido em várias partes do mundo. As maiores vantagens do uso deste material no betão em massa são a redução da elevação de temperatura do betão e das tensões associadas ao aumento de temperatura, a melhoria da resistência aos sulfatos e a redução da reacção entre os álcalis e os inertes [137]. As pozolanas naturais no BCC, além das vantagens já referidas para o betão em massa, podem também ter uma função de enchimento para atingir o volume de pasta mínimo necessário.

3.3.3.6 – Outros materiais

Existem outros materiais que podem ter funções de ligante no BCC. Como exemplos, apresentam-se de seguida alguns resultados de estudos sobre a incorporação de cinzas de casca de arroz, cal e cinzas de fundo de forno no BCC.

A queima de casca de arroz produz uma cinza que contém sílica amorfa. Este material devidamente moído e separado tem elevada reactividade com os produtos de hidratação do cimento. É possível produzir BCC com dosagens de cinzas de casca de arroz elevadas. S. Kajorncheappunngam e D. F. Stewart apresentaram um trabalho [139] sobre a resistência à compressão de BCC com dosagens de cinza entre 0% e 70% do ligante, concluindo que a resistência diminui com o aumento da substituição de cimento por cinzas. No entanto, misturas com 70% cinzas e 30% de cimento Portland, num total de 240 kg/m^3 de ligante, podem atingir resistências à compressão superiores a 20 MPa aos 28 dias. Os autores prepararam também betões em que o ligante foi constituído por cinzas e cal, 115 kg/m^3 de cada, sem cimento portland, que apresentaram resistências à compressão superiores a 10 MPa aos 28 dias de idade.

N. Ghafoori e Y. Cai [140] estudaram em laboratório propriedades mecânicas de betões (BCC) com cinzas de fundo de forno. As dosagens de cimento utilizadas variaram entre 188 kg/m^3 e 337 kg/m^3 e as dosagens de cinzas de fundo de forno entre 561 kg/m^3 e 874 kg/m^3. A resistência à compressão dos betões variou entre cerca de 20 MPa e 60 MPa. As partículas destas cinzas de fundo de forno são relativamente grossas, com dimensões que podem atingir 5 mm, funcionando principalmente como inerte fino.

3.3.4 - Água

A reduzida dosagem de água do BCC é um dos factores que tornam este tipo de betão especial. Já em 1964 G. Dreux, numa publicação intitulada "Connaissance du Béton" [113], referia que, de acordo com a tendência de variação da resistência do betão com a dosagem de água, figura 3.4, é menos perigoso um excesso de água no betão do que a escassez dela. É importante ter esta mensagem em consideração, dado que é um parâmetro fundamental para a

qualidade do BCC. Um betão fabricado com pouca água pode tornar-se num material muito poroso e pouco resistente.

No betão a água intervém não só nas reacções químicas de presa e de endurecimento mas também como produto essencial na lubrificação das partículas sólidas que permite a organização do esqueleto granular [141]. No BCC, a dosagem de água necessária para que o betão tenha uma consistência que permita a sua colocação e consolidação é relativamente pequena, porque os equipamentos de compactação transmitem uma energia muito elevada e permitem assim consolidar um betão mais seco.

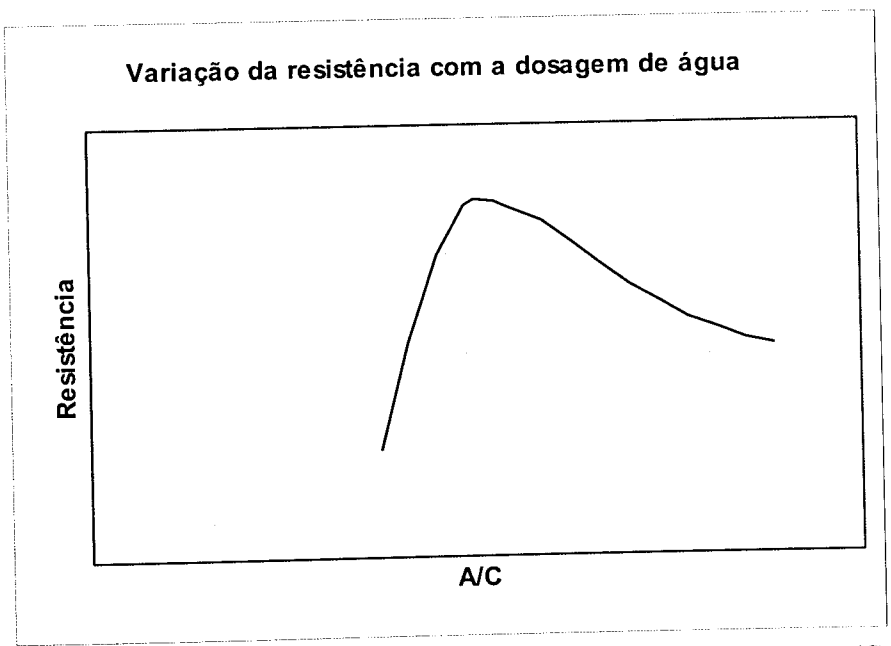


Figura 3.4 – Forma de variação da resistência do betão com a relação A/C [113].

Em misturas de BCC, a água, tal como quando utilizada para betão convencional, não deverá conter substâncias dissolvidas e em suspensão em quantidades prejudiciais, dado que podem afectar a compacidade e especialmente a hidratação do cimento. A conformidade da água para uso em betões pode ser verificada através da especificação LNEC E 372.

A dosagem de água necessária no BCC, para que o betão tenha uma consistência adequada, depende do tipo, tamanho, forma e granulometria dos inertes, do tipo e quantidade do ligante e da eventual introdução de adjuvantes.

A quantidade de água na mistura deverá ser tal que permita, por um lado, a completa hidratação do cimento de modo a formar uma quantidade de pasta endurecida suficiente para preencher os espaços entre as partículas dos inertes, e, por outro, conferir ao betão uma consistência adequada para a compactação [99]. Em geral as misturas de BCC deverão conter água suficiente para que a massa apresente uma superfície húmida à saída da betoneira. Misturas com aspecto muito seco podem provocar segregação e não consolidam apropriadamente [87].

O manual do ACI, no relatório ACI 207.5R [62], apresenta uma figura sobre o efeito do tempo de vibração e da quantidade de água na massa volúmica do BCC, quando o ligante é constituído por cinzas volantes ou por cimento Portland. Na figura 3.5 pode ver-se que para o mesmo tempo de vibração e para atingir a mesma massa volúmica é necessária uma dosagem de água superior nos betões com cimento, o que mostra que as cinzas aumentam a trabalhabilidade do betão. A massa volúmica aumenta, em geral, com o tempo de vibração, entre 10 s e 50 s, e com a dosagem de água, até cerca de 90 l/m^3 e 120 l/m^3. No entanto, quando o tempo de vibração é maior, de 40 s e 50 s, o aumento da massa volúmica com a dosagem de água só se estabelece até um certo limite, a partir do qual o aumento da dosagem de água faz diminuir a massa volúmica. Assim, quando a vibração é intensa e quando já existe água suficiente para tornar o betão trabalhável, o aumento da dosagem de água diminui a proporção dos sólidos na mistura, sem diminuir o volume de vazios no betão. Neste caso toda a água em excesso é prejudicial para a qualidade do betão.

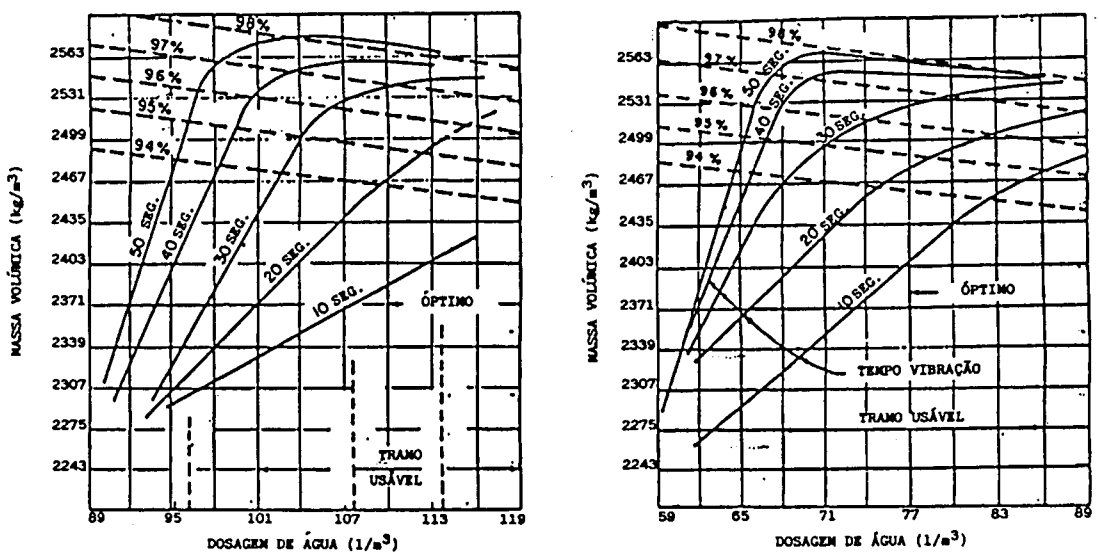


Figura 3.5 - Efeito do tempo de vibração e da dosagem de água na massa volúmica do BCC contendo cinzas volantes (gráfico da direita) ou cimento Portland (gráfico da esquerda) [62].

As misturas realizadas em laboratório podem estimar em excesso a quantidade de água estritamente necessária ao betão para atingir a trabalhabilidade pretendida em obra [88]. No ensaio de consistência Vêbê modificado (ver secção 3.5.2.5), correntemente usado para controlar a trabalhabilidade do BCC, é determinado o tempo que é necessário para que à volta do disco de compactação se forme um anel de pasta. Dada a pequena dimensão da amostra pode acontecer que a quantidade de pasta necessária para que o anel se torne visível seja excessiva face à necessária em obra, tendo-se assim misturas em laboratório com maior quantidade de água. No entanto, por um lado, pequenos ajustamentos em obra à dosagem de água da mistura permitem corrigir este excesso de pasta; por outro, um certo volume de pasta em excesso evita que a mistura se torne demasiado seca em caso de ligeira secagem superficial.

Como a dosagem de água no BCC é relativamente pequena, qualquer perda de água por secagem representa uma diminuição, em percentagem da água total, maior no BCC do que no betão convencional. A secagem de água no betão fresco, quando ocorre antes de este ser compactado, pode ser muito prejudicial para a qualidade do betão no estado endurecido, devido à pequena variação no volume de água que separa um betão facilmente compactável de um betão muito seco. Nos betões demasiado secos é comum ocorrer segregação e grandes vazios na massa do betão, por insuficiência de pasta e por incapacidade da compactação assegurar uma distribuição uniforme dos materiais, devido ao elevado atrito entre as partículas sólidas.

3.3.5 - Adjuvantes

A incorporação de adjuvantes redutores de água ou retardadores de presa pode ter vantagens significativas, principalmente em betões contendo dosagens de pasta mais elevadas, para a melhoraria da trabalhabilidade do betão ou para o aumento do tempo em que a pasta exibe tixotropia [30]. Estas vantagens são particularmente importantes quando a colocação do BCC é feita com temperaturas ambiente elevadas ou quando o tempo decorrido entre a betonagem das camadas é mais prolongado.

A experiência adquirida no fabrico de BCC mostra que a utilização de adjuvantes introdutores de ar é ineficaz quando o betão é muito seco e não apresenta o aspecto de uma massa homogénea. Adjuvantes redutores de água e retardadores de presa foram utilizados com eficácia na barragem de Elk Creek. O uso de adjuvantes não teve efeitos positivos nas propriedades do betão usado na barragem de Willow Creek que era um betão muito seco. Nesta obra o adjuvante introdutor de ar usado não permitiu aumentar o teor em ar do betão, mesmo com dosagens muito elevadas de cerca de 10 vezes a dosagem recomendada pelo fabricante [142]. Alguns trabalhos efectuados em laboratório e algumas aplicações no campo indicam que a utilização de adjuvantes é mais eficaz em BCC de maior trabalhabilidade, com Vêbê modificado entre 10 e 30 s [62].

Como exemplos de obras onde foram usados adjuvantes no fabrico do betão encontram-se as barragens de Tucurui, retardador de presa a 0,3% do peso do cimento, De Mist Kraal, redutor de água e introdutor de ar a 0,7% do ligante, Upper Stillwater, introdutor de ar a 0,2% do ligante, Monksville, redutor de água e retardador de presa, Zaaihoek, redutor de água e introdutor de ar a 0,82% do ligante, ou Elk Creek, redutor de água e retardador de presa, a 0,71% e a 1,1% da dosagem de cimento, respectivamente [10].

O grupo de trabalho de BCC da Universidade de Cantabria, no trabalho "Estudios sobre presas de hormigon compactado con rodillo" [143], refere que o uso de superplastificantes e de cinzas volantes dá origem a betões com muito menor retracção devido à diminuição da relação A/L e da menor dosagem de cimento na pasta.

Na barragem de Concepción o adjuvante redutor de água utilizado foi ineficaz para diminuir a água de amassadura do betão. O betão desta barragem era muito seco [82, 90]. Gaekel e Schrader [90] descrevem que o uso de elevadas dosagens de adjuvantes, retardador de presa e redutor de água, não tiveram qualquer efeito positivo na consistência, facilidade de compactação ou no retardamento da presa do betão usado nesta barragem.

Tatro e Hinds [85] referem que o uso de adjuvantes retardadores de presa permite aumentar o tempo em que é possível compactar o betão e melhora a ligação entre camadas, porque o betão da camada inferior permanece trabalhável até à colocação da camada seguinte. Os autores referem também que o efeito do retardador de presa é especialmente vantajoso em tempo quente e no início das obras, altura em que, em geral, os ritmos de colocação são

lentos. Estes autores referem ainda que as dosagens a utilizar devem ser muito superiores aos valores recomendados para os betões convencionais e que estas devem ser estabelecidas com base em estudos laboratoriais.

Nos estudos desenvolvidos para a barragem de Platanovryssi [144], na Grécia, sobre a incorporação de adjuvantes na composição do betão, foi considerado economicamente vantajoso usar um adjuvante redutor de água. Segundo os autores do trabalho, devido à elevada dosagem de cinzas volantes, 240 kg/m^3 a 270 kg/m^3, a dosagem de água dos betões fabricados sem adjuvante era elevada o que tornou muito eficaz o uso de um plastificante no fabrico do betão.

Cannon [30] refere que o uso de adjuvantes introdutores de ar no BCC parece estar limitado a misturas mais trabalháveis, com Vêbê inferior a 30 s (sem sobrecarga). Neste caso, segundo o autor, o controlo do teor em ar do betão não é mais difícil que no betão convencional, apesar de no BCC serem necessárias dosagens de adjuvante 2 a 4 vezes superiores às utilizadas no betão convencional para atingir o mesmo teor em ar no betão. O autor refere também que durante o transporte, o espalhamento e a compactação o teor em ar do betão pode diminuir.

Noutra perspectiva, se os adjuvantes forem introduzidos juntamente com o ligante, a probabilidade de serem eficazes aumenta. Quando o adjuvante é misturado separadamente na central de betão, a homogeneização é mais difícil de obter devido à pequena dosagem de água e de ligante da mistura e ao reduzido tempo de amassadura [145].

3.4 - METODOLOGIAS DE FORMULAÇÃO DO BCC

3.4.1 - Generalidades

Nas primeiras horas após a amassadura o BCC apresenta um aspecto granular semelhante a um solo, mas, ao fim de alguns dias, transforma-se num material praticamente indeformável como é o betão. Esta dualidade entre a natureza do material no estado fresco e no estado endurecido está na origem do recurso a equipamentos e metodologias usadas nos solos e nos betões na construção de obras de BCC.

Desde as primeiras aplicações do BCC têm sido usados diferentes métodos de optimização da composição dos betões. Os métodos utilizados podem ser agrupados em duas diferentes abordagens do problema [85]: optimização do betão de acordo com os conceitos utilizados na geotecnia relativos à compactação de solos; formulação do betão seguindo as metodologias utilizadas nos estudos de composição de betão convencional. Os betões formulados de acordo com a segunda metodologia têm em geral uma consistência menos seca, com Vêbê modificado de cerca de 10 a 20 segundos, e têm uma quantidade de pasta, mistura de ligante, água e filer, suficiente para envolver completamente as partículas dos inertes e ocupar os espaços vazios entre elas. Os betões optimizados utilizando conceitos geotécnicos são em geral secos e têm uma dosagem de pasta reduzida, por vezes insuficiente para cobrir todas as partículas do inerte.

Seguindo a metodologia geotécnica, a composição do betão é obtida a partir de uma determinada combinação, em peso, de inertes e de cimento à qual são adicionadas várias dosagens de água para determinar a mistura que conduz ao valor mais elevado da massa volúmica e que satisfaz simultaneamente a resistência especificada. Independentemente da dosagem de pasta resultante ser suficiente ou não para preencher os vazios, o objectivo é obter a máxima massa volúmica no betão, com o pressuposto de que assim se obtém a mais eficiente combinação de sólidos e de água [85].

Na formulação dos betões convencionais a dosagem de pasta é sempre suficiente para preencher os vazios entre os inertes e a optimização da massa volúmica é feita indirectamente por ajuste dos componentes sólidos a uma curva granulométrica de referência, definida de forma empírica para minimizar os vazios [85]. A dosagem dos componentes é estabelecida de forma a que o betão tenha determinadas características previamente especificadas, relativamente às propriedades consideradas mais importantes.

Quando se mistura um ligante à base de cimento portland com inertes, água e adjuvantes, obtém-se um betão. A utilização de metodologias geotécnicas na formulação de BCC poderá dever-se, em parte, ao facto de, por se usarem os equipamentos característicos da colocação e compactação de solos na construção das obras de BCC, os técnicos que estiveram envolvidos no fabrico de BCC estarem mais familiarizados com a tecnologia desenvolvida para a aplicação de solos. Efectivamente, alguns betões aplicados em obras de barragens e pavimentos têm sido estudados de acordo com o objectivo de maximização da massa

volúmica por variação da dosagem de água, comum nos estudos geotécnicos para as obras de aterro. No entanto, a dosagem de água que corresponde à máxima resistência pode não coincidir com a máxima massa volúmica. Traçando curvas de variação da resistência à compressão e da massa volúmica com a dosagem de água os valores máximos não são em geral coincidentes e a máxima resistência pode ser atingida com maior ou menor dosagem de água que a que corresponde ao valor mais elevado da massa volúmica [139]. Por outro lado a optimização do betão para a máxima massa volúmica pode negligenciar outras propriedades importantes do BCC tais como a permeabilidade e a qualidade da ligação entre camadas.

O facto de o BCC se tratar de uma mistura seca, compactada por compressão e vibração externa, não seria em princípio razão suficiente para tornar mais adequado estudar os betões utilizando metodologias geotécnicas; no entanto, em muitos casos, dada a longa experiência da utilização destes métodos nos solos e nas misturas de solo e cimento, esta tem sido uma das vias usadas na formulação dos betões.

Os betões que têm sido estudados de acordo com a formulação geotécnica apresentam em geral resistências mais baixas e exigem, no caso das barragens, sistemas adicionais de impermeabilização. Tal pode ser explicado pelo facto de se terem utilizado baixas dosagens de ligante mas pode dever-se também à maior flexibilidade na escolha e no controlo do tipo e da granulometria dos inertes. Por outro lado a dosagem de água óptima correspondente ao peso volúmico aparente seco máximo, por medição num ensaio tipo Proctor, em geral conduz a misturas muito secas. Se os inertes forem de má qualidade e a dosagem de pasta muito reduzida, os betões podem ter uma permeabilidade elevada e uma resistência mecânica muito reduzida. A insuficiência em pasta tem dois inconvenientes importantes: a má qualidade da ligação entre camadas e a formação de vazios na massa do betão. Por este motivo nalgumas obras [63, 146] foi necessário aumentar a trabalhabilidade da mistura alterando a composição de betão estabelecida, de forma a diminuir a segregação e melhorar a resistência da ligação entre camadas.

O BCC tem também sido classificado em três categorias em função da quantidade de pasta da mistura: baixa dosagem de pasta; média dosagem de pasta; elevada dosagem de pasta [8, 85, 89, 120, 147]. Apesar da fronteira entre os diferentes betões não estar definida e de a dosagem de pasta envolver também a quantidade de água e de fíler, os betões podem ser separados pela dosagem de ligante, classificado-os como de baixa dosagem de pasta aqueles

que contêm menos de 100 kg/m^3 de ligante, como de média dosagem de pasta os que contêm entre 100 e 150 kg/m^3 de ligante, e como de elevada dosagem de pasta os que têm mais de 150 kg/m^3 de ligante. Outro critério usado para diferenciar os betões é o que se baseia no preenchimento dos vazios entre as partículas dos inertes. Assim os betões que tenham uma dosagem de pasta que exceda o volume de vazios dos inertes são classificados como de elevada dosagem de pasta, os betões com uma dosagem de pasta que não permite o preenchimento dos vazios são os betões com baixa dosagem de pasta e os betões com média dosagem de pasta não têm mais do que a estritamente necessária para ocupar aqueles vazios.

Segundo Dunstan [8, 89], existe actualmente uma tendência para se usarem betões com dosagens de ligante mais elevadas. Segundo este autor a tendência deve-se a vários motivos, nomeadamente os seguintes: os provetes extraídos das estruturas onde se usaram maiores dosagens de ligante mostraram um comportamento do betão excelente e aumentaram a confiança neste material; o uso de BCC em barragens de maior dimensão exige a aplicação de betões com maior coesão e com mais elevada resistência à tracção; o uso de BCC em obras de importância crescente exige maiores níveis de segurança; a redução das dimensões das barragens de BCC devido às características superiores dos betões mais ricos em ligante permitem economias no custo das obras, especialmente em zonas sísmicas. O autor refere que, por outro lado, o uso de dosagens de cinzas volantes cada vez mais elevadas permite aumentar a dosagem de ligante no betão sem os problemas de elevação de temperatura que se observam nos betões em que o ligante é constituído só por cimento.

Descrevem-se de seguida, sumariamente, alguns dos métodos usados na optimização dos betões, enquadrado-os nos dois grupos principais: métodos geotécnicos e métodos usados para betões convencionais. Uma descrição mais pormenorizada dos métodos apresentados, ou a descrição de outros métodos similares, estão descritas nas publicações referidas na literatura [33, 40, 68, 94, 95, 99, 100, 111, 148, 149, 150, 151].

Estas metodologias são em geral uma primeira aproximação da composição que virá a ser utilizada e não dispensam normalmente ajustamentos posteriores de forma a atingir as características especificadas.

3.4.2 - Métodos Geotécnicos

3.4.2.1 - Método experimental para BCC pobre

Este método baseia-se fundamentalmente na execução de ensaios experimentais e consiste no fabrico e ensaio de diferentes misturas de betão, fixando a granulometria dos inertes [99, 115], figura 3.6, e fazendo variar a quantidade de ligante. A composição é escolhida em função da resistência à compressão obtida nos diferentes betões.

A máxima dimensão dos inertes é de cerca de 75 mm por ser considerada a que conduz a misturas mais económicas. A dosagem de água é fixada por observação visual da consistência do betão, entre o extremo seco que corresponde ao mínimo de água possível para que os provetes exibam uma superfície com poucos vazios e o extremo húmido correspondente ao betão com aparência plástica. São preparados provetes de betões com varias dosagens de ligante para determinação da resistência à compressão. Com as curvas de variação da resistência à compressão com a idade, para as várias dosagens de ligante, é seleccionada a mistura que satisfaça as exigências de projecto. Para completar o estudo, e com a dosagem de ligante estabelecida, podem efectuar-se ensaios adicionais em betões fabricados com outros inertes ou diferentes curvas granulométricas.

3.4.2.2 - Método baseado na compactação de solos

Este método faz uso do equipamento de compactação do ensaio Proctor para optimização da massa volúmica do betão por variação da humidade. A granulometria dos inertes é ajustada para estar contida no fuso granulométrico da figura 3.7 [114, 115]. A dosagem de ligante é expressa em função do peso seco dos inertes e ajustada experimentalmente de forma a que o betão tenha a resistência à compressão especificada. Para cada dosagem de ligante, a dosagem de água é optimizada de forma a obter o *peso volúmico* aparente seco máximo medido por um ensaio tipo Proctor.

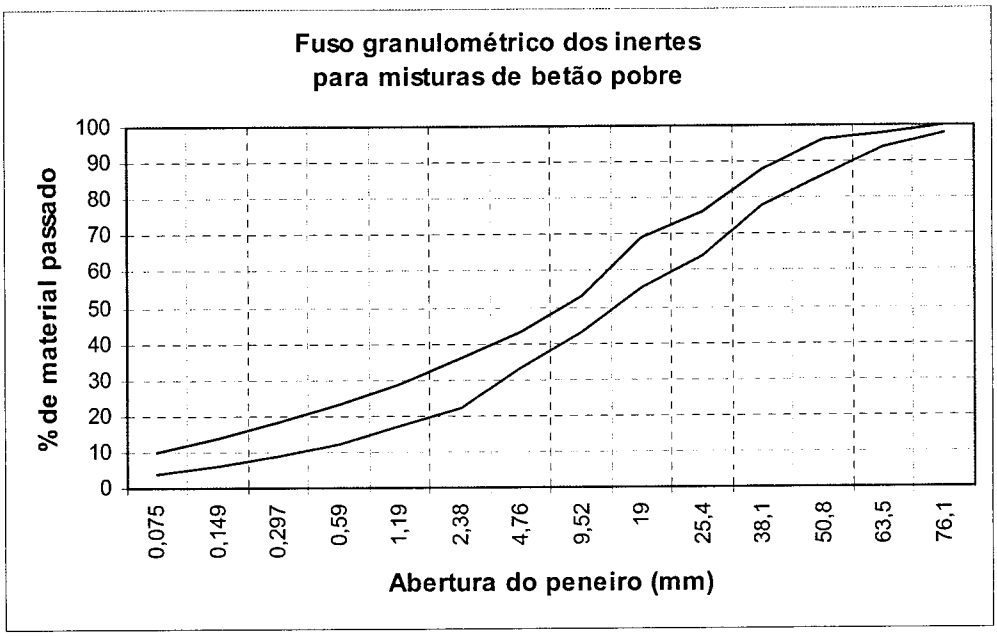


Figura 3.6 – Fuso granulométrico dos inertes para betão pobre [99, 115].

3.4.3 - Métodos baseados na formulação de betões convencionais

3.4.3.1 - Método para obtenção de uns limites de consistência especificados

Este método [111] foi desenvolvido por Dunstan e modificado pelo Bureau de Reclamation. Foram estabelecidas experimentalmente curvas de variação da massa volúmica do betão com a dosagem de água, para betões com diferente consistência, medida no aparelho Vêbê modificado (figura 3.5). Com base nessas curvas, na consistência do betão e na massa volúmica exigida obtém-se a dosagem de água da mistura. Preparam-se provetes de argamassa para determinar a dosagem de cimento necessária para obter a resistência especificada, tendo em consideração as limitações impostas pela elevação de temperatura e pela união entre camadas. A dosagem de inerte grosso depende da máxima dimensão do inerte e deve estar compreendida entre os limites estabelecidos no Quadro 3.9. A dosagem de inerte fino deve ser calculada a partir dos seguintes procedimentos: determina-se a massa volúmica de argamassas, depois de compactadas, com diferentes dosagens de areia e com a relação A/L estabelecida previamente; traça-se uma curva de variação da massa volúmica com a dosagem de areia e determina-se o volume de pasta que corresponde à maior massa volúmica; este volume de pasta deve ser aumentado de 5% a 10% no betão ou 20% a 25% em misturas especiais para ligação entre camadas.

3.4.3.2 - Método alternativo ao dos limites de consistência

Este método baseia-se nos seguintes procedimentos [111]:

1 - determinar o volume de pasta de acordo com o descrito no método anterior ou, em alternativa, usar uma relação entre o volume de pasta e o volume de argamassa de 0,38 para o betão em massa e 0,42 para o betão de ligação entre camadas;

2 - determinar a relação entre a dosagem de pozolana e a dosagem de cimento, e a relação água/ligante de acordo com a figura 3.8;

3 - determinar o volume de inerte grosso de acordo com o Quadro 3.9;

4 - calcular o volume de argamassa considerando que existe 2% de ar na mistura;

5 – com base no volumes de pasta determinado no ponto 1, calcular os volumes de inerte fino, água, cimento e cinzas volantes;

6 - verificar se com mistura obtida a consistência do betão, medida pelo método Vêbê modificado, é adequada;

7 – mantendo o volume de inertes fixo ensaiar misturas com pequenas variações na relação A/L e traçar a variação da resistência com a relação A/L para seleccionar as dosagens finais.

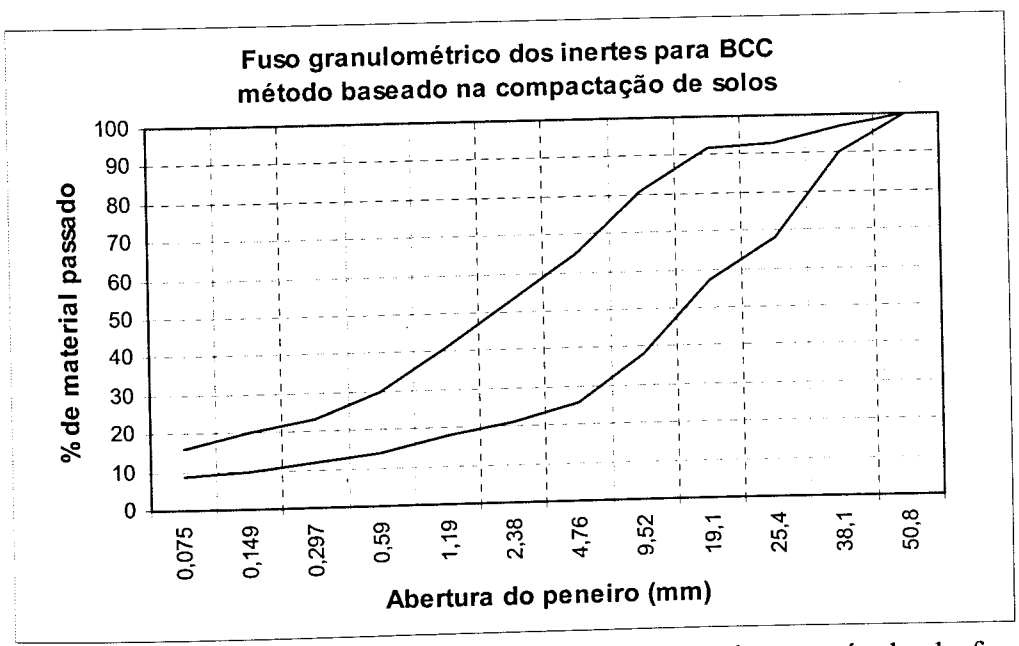


Figura 3.7 – Fuso granulométrico dos inertes para BCC usado no método de formulação baseado na compactação de solos [114, 115].

Quadro 3.9 – Volume de inertes grossos no BCC [111]

Máxima dimensão do inerte	6″	4,25″	3″	1,5″	1/4″	1/3″
Volume de inertes grossos no betão (%)	63-63	61-63	57-61	52-56	46-52	42-48

3.4.3.3 Método UC (Joaquín Díez-Cascón e Juan Polanco Madrazo)

Este método [95, 149] baseia-se na aplicação de um ensaio para medição da consistência do betão desenvolvido na Universidade de Cantabria, que está descrito na secção 3.5.2.5 deste trabalho. O método baseia-se na aplicação dos procedimentos abaixo discriminados.

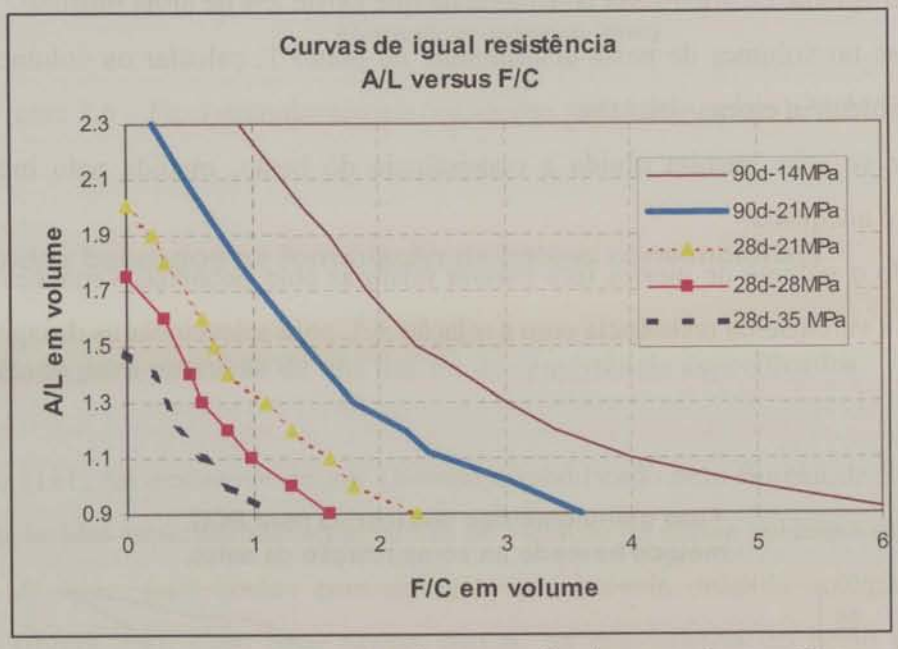


Figura 3.8 – Variação da relação entre a dosagem de cinzas volantes (F) e a dosagem de cimento (C) para igual resistência à compressão do betão, em função da relação A/L [111].

1 - Caracterizar os materiais.

2 – Utilizar inertes com uma curva granulométrica aproximada à curva de Fuller,

$$p = 100\sqrt{\frac{d}{D}}, \tag{3.1}$$

em que p é a percentagem do inerte que passa no peneiro de abertura d, valor expresso em milímetros, e D é a máxima dimensão do inerte também expressa em milímetros.

3 - Escolher o tipo de ligante tendo em consideração que se for usado cimento tipo I e cinzas volantes classe F então a proporção de cimento e cinzas deve ser de 40/60 em peso.

4 – Definir a dosagem de ligante de forma a que a quantidade de finos (partículas sólidas com dimensão inferior a 75 μm), com o ligante incluído, expressa em percentagem do volume total dos sólidos seja aproximadamente a que está apresentada no Quadro 3.10.

5 - Com a curva granulométrica dos inertes e a dosagem de ligante definidas, preparar misturas com diferentes dosagens de água e medir a consistência dos betões pelo método U.C. (descrito na secção 3.5.2.5), fazendo variações na dosagem de água de cerca de 10 l/m^3.

Quadro 3.10 – Dosagem de finos no betão

Dmáx (mm)	Dosagem de finos (%)
100	10,5
80	10,8
60	11,2
40	12,0

6 - Preparar outras misturas com dosagens de ligante diferentes da usada no passo 4, devendo fazer-se acréscimos e decréscimos da dosagem de ligante de cerca de 15 kg/m^3, e medir de novo a consistência para várias dosagens de água, traçando todas as curvas de variação da consistência com a dosagem de água;

7 - Repetir o passo 6 até obter uma curva envolvente de máximos, num gráfico em que o eixo das ordenadas é a consistência do betão e o eixo das abcissas é a dosagem de água, e em que cada mistura fornece um ponto para o gráfico. Nas linhas que unem os pontos obtidos nas misturas com a mesma dosagem de ligante determinam-se os pontos máximos e, por união destes pontos máximos, obtém-se a envolvente dos máximos.

8 - A dosagem de ligante e de água seleccionada deve ser a que corresponde ao valor máximo da linha envolvente de máximos. Com a dosagem de água e de ligante encontradas, fazer variar o volume de argamassa (Vm) no volume do betão (Vt), medindo de novo a consistência. Determinar o ponto máximo da curva consistência versus Vt/Vm.

9 - Preparar provetes para ensaio com a composição final obtida. Efectuar, se necessário, novos ensaios caso as características o betão não satisfaçam.

10 - Analisar a necessidade de variar a composição do ligante face às características do betão.

3.4.3.4 - Método proposto por James Hinds (U.S. Army Corps of Engineers)

De seguida descrevem-se os procedimentos do cálculo da composição do BCC associados a este método [94].

1 - Compilar informação sobre os requisitos relacionados com a composição do betão, tais como:

- resistência à compressão do betão;
- condições de exposição da estrutura;
- relação A/C máxima;
- necessidade de adjuvantes;
- qualidade, origem e máxima dimensão dos inertes;

2 - Determinar as propriedades dos materiais, nomeadamente a granulometria, a massa volúmica e a absorção dos inertes e a massa volúmica do ligante.

3 - Se não tiver sido estabelecido nenhum limite para a relação A/C, escolher o máximo valor permitido para as condições de exposição, de acordo com o estabelecido na tabela A5.8 do ACI 211.1-91 [152]. Comparar a relação A/C escolhida com a necessária para atingir o nível de resistência exigido, consultando as figuras 3.9 e 3.10.

4 - Estimar a dosagem de água e o volume de vazios do betão, em função da máxima dimensão do inerte, pelo Quadro 3.11.

5 - Determinar o peso de cimento, ou os pesos de cimento e de pozolana, através da relação A/C e da dosagem de água estabelecidas nos passos 3 e 4.

Quadro 3.11 – Dosagens estimadas na composição do BCC[94]

		Máxima dimensão do inerte					
		19 mm		50 mm		75 mm	
		média	Limites	média	limites	média	limites
Dos.água* (kg/m^3)	Vêbê<30 seg	150	133-181	122	107-140	107	85-128
	Vêbê>30 seg	134	110-154	119	104-125	100	97-112
Areia (% inerte)	Inerte britado	55	49-59	43	32-49	34	29-35
	Inerte rolado	43	38-45	41	35-45	31	27-34
Argamassa (% volume)	Inerte britado	70	63-73	55	43-67	45	39-50
	Inerte rolado	55	53-57	51	47-59	43	39-48
Vp/Vm**		0,41	0,27-0,55	0,41	0,31-0,56	0,44	0,33-0,59
Vazios (%)		1,5	0,1-4,2	1,1	0,2-4,1	1,1	0,5-3,3

* - As dosagens mais baixas devem ser usadas em betões fabricados com inertes rolados e com reduzida dosagem de ligante ou reduzida dosagem de finos.

** – Relação entre o volume de pasta (Vp) e o volume de argamassa (Vm).

6 - Determinar a dosagem de cada fracção dos inertes grossos de forma a que a granulometria se aproxime dos valores definidos no Quadro 3.4 (secção 3.3.2.5).

7 - Caso se verifique que a dosagem de finos da areia é inferior à estabelecida no Quadro 3.5 (secção 3.3.2.5) adicionar pozolanas ou outros finos que não prejudiquem o betão, para suprir a insuficiência em material fino. Determinar a dosagem da areia pelo Quadro 3.11, em função da

máxima dimensão do inerte da mistura.

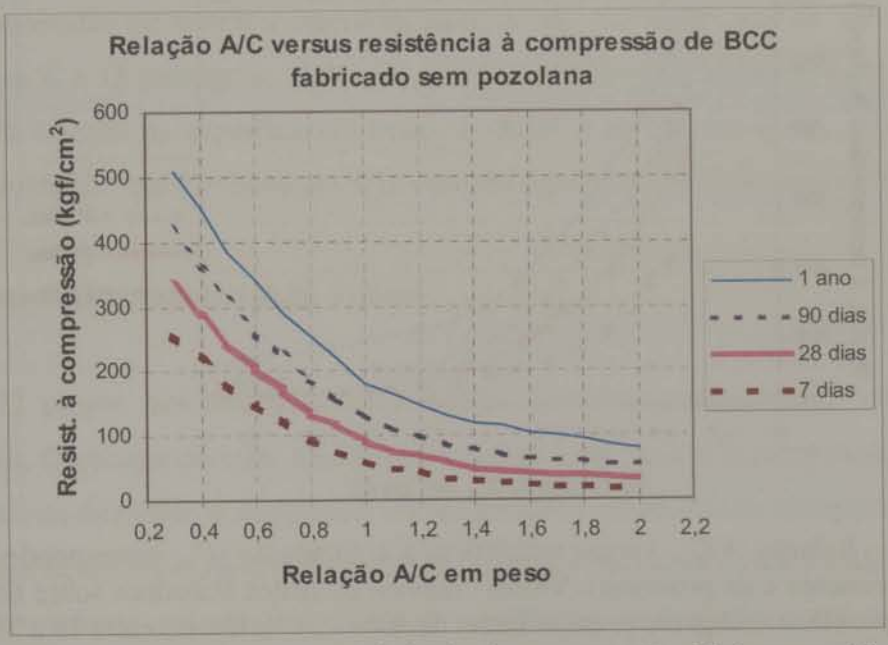


Figura 3.9 – Relação A/C versus resistência à compressão. Valores médios de dados históricos sobre BCC fabricado sem pozolana. Dmáx. variável entre 19 a 75 mm [94].

8 - Determinar os volumes absolutos e os pesos para todos os componentes através da informação colhida nos passos 2 a 7.

9 - Determinar a dosagem da argamassa e comparar com os valores apresentados no Quadro 3.11. O volume da argamassa inclui o volume de todos os inertes com dimensão inferior a 4,76 mm, o volume do ligante, o volume de água e o volume de vazios. Se necessário ajustar a dosagem de areia para corrigir o volume de argamassa.

10 - Determinar o volume de pasta e a relação entre o volume de pasta (Vp) e o volume de argamassa (Vm). O volume de pasta inclui o volume dos inertes com dimensão inferior a 75 μm, o volume do ligante, o volume de água e o volume de vazios. O valor mínimo para Vp/Vm deve ser de cerca de 0,42 para garantir que os espaços entre as partículas do inerte estejam preenchidas por pasta. Se necessário ajustar a dosagem de ligante ou aumentar a dosagem de finos.

11 - Avaliar a trabalhabilidade e a resistência do betão através de ensaios experimentais.

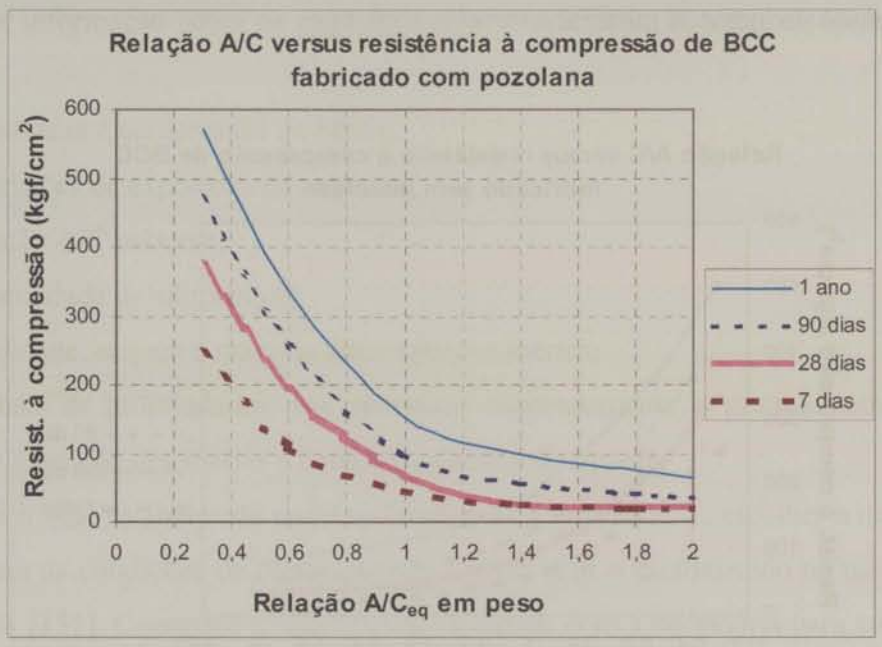


Figura 3.10 – Relação A/C_{eq} versus resistência à compressão (C_{eq} corresponde à soma da dosagem de cimento e de pozolana). Valores médios de dados históricos sobre BCC [94]. A dosagem de pozolana no ligante é, em volume, de 30% a 50%. Dmáx. entre 19 a 75 mm.

3.4.3.5 - Metodologia usada no Japão (RCD)

Em termos gerais as composições dos betões usados na maioria das barragens Japonesas, normalmente denominados por RCD (Roller Compacted Dam Concrete), seguem os seguintes parâmetros [33, 150]:

- a dosagem de ligante, cimento e cinzas volantes classe F, varia entre 100 a 130 kg/m3;
- a dosagem de cinzas no ligante é de 20% a 35%;
- a máxima dimensão do inerte é em geral de 80 mm, mas pode atingir 150 mm;
- a dosagem de areia é de 27% a 34% relativamente à dosagem total de inerte;
- o teor de elementos finos da areia, ou seja de partículas com dimensão inferior a 150 μm, é de cerca de 7% a 15%;
- a dosagem de água é definida de forma a que o betão tenha uma consistência entre 10 s a 30 s, medida com o método Vêbê modificado;
- a maioria dos betões são fabricados com adjuvantes.

Estes betões são normalmente colocados em camadas com espessuras superiores às usadas no BCC, situando-se em geral entre 50 cm a 75 cm. O betão é espalhado por "bulldozers" em diversas subcamadas até atingir a espessura especificada. A camada é então compactada por cilindros, com 6 a 12 passagens. Antes da colocação da camada seguinte é espalhada uma argamassa de ligação na superfície do betão. O RCD constitui, em geral, apenas o betão interior da barragem, que é coberto por uma camada superficial de betão convencional.

3.4.3.6 - Método proposto por A.H. Todres

Todres [151] propõe um método de formulação baseado principalmente em resultados experimentais. O método consiste em efectuar uma série de ensaios à compressão e à tracção sobre betões com diferentes composições. Os parâmetros a variar devem ser os mais relevantes para a resistência, nomeadamente a dosagem de cimento, a massa volúmica e a idade de ensaio. Os resultados obtidos nos ensaios permitem estabelecer uma relação entre os parâmetros testados e a resistência, do tipo:

$$\log S = A_1 + A_2 \log D + A_3 \log C + A_4 \log T + \ldots\ldots, \qquad (3.2)$$

em que, S é a resistência em MPa, A_1, A_2, ..., A_n são constantes, D é a massa volúmica em kg/m^3, C é a dosagem de cimento em percentagem do peso dos inertes saturados com a superfície seca e T o tempo em dias.

Com base na equação desenvolvida é definida a composição de betão a adoptar de modo a satisfazer os requisitos do projecto.

3.4.4 – Comentários aos métodos apresentados

A eficácia de um determinado método só pode ser avaliada a partir de resultados experimentais que derivem da sua aplicação, o que não foi objecto deste trabalho. Todavia, analisando os procedimentos associados aos métodos constata-se que eles se fundamentam principalmente no conhecimento empírico. Desta forma, como a experiência da aplicação de formulações geotécnicas a betões é ainda reduzida, a aplicação de métodos semelhantes aos utilizados nos estudos de betão convencional parece ser mais razoável. Entre estes merecem destaque o método UC e o utilizado pelo USACE.

O método UC tem a particularidade de utilizar um ensaio de consistência desenvolvido na Universidade de Cantabria que, segundo os autores, tem uma sensibilidade à variação da composição superior ao método Vêbê tradicional, o que o torna mais eficaz para a optimização da mistura. Todavia, a utilização em obra deste ensaio para controlo do betão é ainda incipiente. Por outro lado, a especificação de uma dosagem mínima de finos assegura que mesmo que a dosagem de cimento seja reduzida se incorpore sempre outras partículas sólidas para ocupar os pequenos espaços, o que é um aspecto importante para obter betões com boa compacidade.

O método proposto por J. Hinds reflecte uma abordagem idêntica à utilizada na formulação de betões convencionais, em que os parâmetros condicionantes do estudo são a trabalhabilidade, a resistência e os requisitos de durabilidade. O método apresenta dados interessantes, nomeadamente sobre a variação da resistência à compressão com a relação A/C e um valor mínimo para Vp/Vm de forma a assegurar que todas as partículas de inerte estejam cobertas por pasta.

3.5 – ESTUDOS EXPERIMENTAIS DESENVOLVIDOS

3.5.1 - Estudo sobre argamassas com cinzas volantes

3.5.1.1 – Objectivo

Na maioria das barragens de BCC o ligante usado é constituído por uma mistura de cimento e cinzas volantes classe F. Nestas obras a dosagem de cinzas tem variado significativamente chegando a atingir mais de 70% do total de ligante. O uso de dosagens elevadas de pozolanas é particularmente útil no betão em massa face à necessidade de limitar a quantidade de calor libertada pelo ligante nas reacções de hidratação. Por outro lado, como nestas obras a resistência dos betões é especificada para idades mais avançadas, normalmente 90 dias, 180 dias ou até 1 ano, a reactividade mais tardia das cinzas, relativamente à do cimento portland, não limita a sua proporção no ligante devido a exigências de resistência a curto prazo, como acontece quando a resistência dos betões é especificada para os 28 dias, ou até para idades inferiores como pode ser o caso de betões para peças pré-fabricadas ou betões pré-esforçados.

Existem vários trabalhos publicados sobre características de betões convencionais fabricados com elevadas dosagens de cinzas volantes [153 a 156] que demonstram o bom comportamento destes betões no que se refere à resistência e à durabilidade.

Em Portugal, as cinzas volantes produzidas nas centrais térmicas de Sines e do Pego são utilizadas no fabrico de betão convencional em proporções que em geral não ultrapassam os 40% do ligante. A possibilidade de usar dosagens de cinzas volantes mais elevadas no BCC tornou pertinente a realização de um estudo sobre algumas propriedades de argamassas com dosagens de cinzas superiores àquela proporção. Os estudos do comportamento de argamassas com cinzas volantes, embora não substituam os estudos em betões, têm a vantagem de permitir fazer uma avaliação prévia das potencialidades do uso das cinzas nos betões. O fabrico de provetes de argamassa exige menor quantidade de material e menor mão de obra que o fabrico de provetes de betão o que torna menos dispendioso fazer um estudo do comportamento de ligantes com diferentes proporções de cinzas, permitindo assim fazer uma análise mais extensa das tendências de variação das características dos betões com a variação da proporção das cinzas volantes no ligante.

O estudo experimental desenvolvido consistiu na avaliação de características de resistência e deformabilidade de argamassas com percentagens crescentes de cinzas volantes no ligante. Este estudo permitiu avaliar a influência do tipo e da quantidade de cinzas volantes incorporadas no ligante nas propriedades ensaiadas. Antes de descrever o trabalho experimental desenvolvido faz-se, na secção seguinte, uma descrição genérica das características das cinzas volantes.

3.5.1.2 – Características das cinzas volantes

3.5.1.2.1 – Generalidades

As cinzas volantes usadas no fabrico dos betões são um material sólido em pó muito fino, com um aspecto semelhante ao cimento mas com uma cor mais escura, resultante da combustão do carvão nos fornos de centrais termoeléctricas. Este pó não tem por si só propriedades ligantes, excepto no caso das cinzas volantes com dosagens mais elevadas de óxido de cálcio, mas na presença de humidade reage com o hidróxido de cálcio para formar compostos com propriedades semelhantes aos que se encontram no cimento hidratado. As

cinzas volantes são normalmente divididas em duas classes, classes C e F (classificação ASTM), principalmente em função do teor de cálcio. As cinzas classe C têm propriedades ligantes e têm um teor de óxido de cálcio que pode ultrapassar os 10%. As cinzas classe F têm um teor de óxido de cálcio reduzido e têm apenas propriedades pozolânicas. As cinzas mais usadas no betão são as cinzas classe F. As cinzas classe C também são usadas no fabrico de BCC mas, em determinadas circunstâncias, particularmente quando as cinzas têm um teor de óxido de cálcio ou de óxido de magnésio muito elevado, podem originar a fissuração do betão pela formação retardada, na fase endurecida do betão, de hidróxidos de cálcio ou magnésio com grande volume molecular.

A composição química e mineralógica das cinzas depende do tipo de carvão usado nas centrais térmicas. As características das cinzas dependem não só da composição do carvão mas também da velocidade de aquecimento, da temperatura a que atingem no forno e do método de arrefecimento. Uma das características importantes no comportamento das cinzas no betão é a quantidade de carvão não queimado existente, que depende do processo de queima das centrais, nomeadamente, do carvão usado, da temperatura de combustão, da pulverização do carvão, da relação entre a quantidade de ar e de carvão na combustão, etc.

Os principais compostos presentes nas cinzas volantes são [129, 157, 158] o SiO_2 ($\approx$ 35% a 60%), o Al_2O_3 ($\approx$ 10% a 30%) e o Fe_2O_3 ($\approx$ 4% a 20%). As cinzas contêm também muitos outros óxidos, em maior ou menor proporção, nomeadamente o CaO (1% a 35%), os álcalis Na_2O e K_2O, o SO_3, o MgO, etc. As percentagens indicadas são referidas apenas a título indicativo, existindo cinzas volantes com teores diferentes dos apresentados.

As propriedades das cinzas que normalmente se caracterizam quando são utilizadas nos betões, para além da composição química relativa aos compostos referidos, são a massa volúmica, a granulometria, a perda ao fogo e a pozolanicidade. A forma das partículas é também importante mas não é uma propriedade correntemente qualificada. Quanto mais esféricos forem os grãos das cinzas menor a dosagem de água necessária para atingir a mesma trabalhabilidade de betões ou argamassas, reduzindo assim a dosagem de água da mistura.

Não existe nenhuma regra quantitativa que relacione a composição química, ou qualquer uma das outras propriedades das cinzas, com as propriedades do betão fabricado com elas,

nomeadamente com a resistência do betão endurecido. Existem, no entanto, informações relevantes sobre os potenciais efeitos das características das cinzas em algumas propriedades do betão, permitindo qualificá-las como mais ou menos adequadas para um determinado fim. O teor em material vítreo é um parâmetro importante das cinzas volantes porque é a sílica amorfa que se combina com o cálcio e com a água para formar os silicatos de cálcio hidratados constituintes do ligante do betão. A reacção das cinzas volantes no betão para formar os silicatos de cálcio hidratados depende principalmente da quebra e da dissolução da sua estrutura vítrea pelos iões hidróxido e do calor gerado durante a hidratação inicial do clínquer.

3.5.1.2.2 - Massa volúmica

É necessário conhecer a massa volúmica das cinzas, tal como a massa volúmica dos outros materiais utilizados no fabrico dos betões, para o cálculo das dosagens por unidade de volume. A massa volúmica das cinzas depende da sua composição. Cinzas com teores mais elevados de Fe_2O_3 têm massa volúmica mais elevada. Valores de massa volúmica entre 2200 kg/m^3 a 2600 kg/m^3 são normais nas cinzas volantes. Esta massa volúmica corresponde a valores médios de todas os grãos das cinzas volantes, existindo, no entanto, uma variação apreciável da massa volúmica das diferentes partículas [129]. A massa volúmica das cinzas é mais baixa que a dos cimentos ocupando assim um volume maior para o mesmo peso de material. Quando se substitui o mesmo peso de cimento por cinzas esta característica pode trazer vantagens ao BCC no preenchimento dos vazios do betão, dado aumentar o volume de pequenas partículas na massa.

3.5.1.2.3 – Granulometria

Os grãos das cinzas volantes e os grão de cimento têm normalmente dimensões da mesma ordem de grandeza, variando em geral entre 0,5 e 200 μm. Porém, a maior parte dos grãos tem dimensões inferiores a 100 μm. Os parâmetros normalmente usados na avaliação da finura das cinzas são o resíduo nos peneiros de 45 μm e de 80 μm, ou 90 μm, ou a curva granulométrica completa, determinada por laser, que fornece uma informação mais completa. Embora não existam correlações directas entre a granulometria das cinzas e a resistência à compressão de argamassas ou de betões, as cinzas mais finas têm uma actividade pozolânica mais acentuada [129, 159, 160] porque se dissolvem e reagem mais rapidamente do que as

cinzas mais grossas. Por outro lado, a maior finura das cinzas normalmente corresponde menor dosagem de água de amassadura, em betões ou argamassas com a mesma trabalhabilidade.

A granulometria também pode ser avaliada através da superfície específica. A superfície específica pode ser definida como a área superficial do material por unidade de massa. O processo mais utilizado para medir a superfície específica é o método de Blaine que consiste em medir o tempo necessário para que uma certo volume de ar passe através das partículas de uma amostra de material compactada. Os valores da superfície específica das cinzas podem variar significativamente mas encontram-se em geral entre 2500 cm^2/g a 5000 cm^2/g. Quanto maior for a superfície específica das cinzas maior será a sua finura.

3.5.1.2.4 - Perda ao fogo

A perda ao fogo das cinzas é principalmente resultante do teor em inqueimados. O ensaio de determinação da perda ao fogo consiste em medir a perda de massa de uma amostra sujeita a uma temperatura de cerca de 1000 °C. A esta temperatura a perda de massa nas cinzas é devida principalmente à presença de carbonatos, de água combinada e de carbono livre. Ocorre também um aumento de peso devido à oxidação do enxofre e do ferro que deve ser levado em conta na determinação da perda ao fogo. Se o teor de inqueimados das cinzas for elevado estas podem absorver uma quantidade significativa de água, tendo um efeito pernicioso na resistência das argamassas e dos betões. Por outro lado este carvão não queimado interfere no efeito dos adjuvantes orgânicos, por ter uma elevada área superficial, podendo anular parte dos benefícios da sua utilização. Em especial quando se utilizam adjuvantes introdutores de ar o elevado teor de carbono das cinzas pode afectar seriamente a eficácia do adjuvante. O teor de carbono também pode ter influência no módulo de elasticidade, na retracção e na fluência dos betões por interferir na dosagem de água da mistura.

3.5.1.2.5 – Pozolanicidade

A pozolanicidade é talvez a característica mais importante das cinzas volantes na medida em que reflecte a capacidade das cinzas se combinarem com os produtos da hidratação do cimento e portanto a capacidade de formação de silicatos e aluminatos insolúveis que

reforçam a resistência da argamassa e diminuem a sua porosidade [126]. A actividade pozolânica pode ser avaliada por vários métodos dos quais o mais usado é o índice de actividade, de acordo com a NP EN 450, que consiste em comparar a resistência à compressão de uma argamassa fabricada com 25% de cinzas volantes no ligante, com a resistência de outra fabricada só com cimento de referência, para a mesma dosagem de água. Em geral, quanto mais fina for a cinza e menor o teor em inqueimados maior será a actividade da cinza. No processo de extracção das cinzas dos fornos das centrais térmicas as cinzas sujeitas a arrefecimentos mais rápidos têm índices de actividade superiores às cinzas sujeitas a arrefecimentos lentos.

3.5.1.3 - Descrição dos materiais utilizados e do método de preparação

Os materiais utilizados nas argamassas fabricadas para os estudos experimentais foram os seguintes: areia normalizada CEN, EN 196-1 (areia proveniente de França da Société Nouvelle du Litoral); água destilada; cinzas volantes das centrais térmicas de Sines (designada neste trabalho por origem S) e do Pego (designada neste trabalho por origem P); cimentos de dois tipos, tipos I e IV, de três classes de resistência, classes 32,5, 32,5 R e 42,5 R. Os cimentos usados foram provenientes de três origens: Fábrica de Outão da Sécil (designada por origem A), Centro de Produção de Alhandra da Cimpor (designada por origem B) e Centro de Produção de Souselas da Cimpor (designada por origem C).

Os cimentos utilizados foram os seguintes: tipo I 32,5 R (A); tipo I 32,5 R (B); tipo I 32,5 R (C); tipo I 42,5 R (B); tipo IV 32,5 (A); tipo IV 32,5 (B). As características destes cimentos estão apresentadas nos Quadros 3.12, 3.13 e 3.14. No Quadro 3.15 apresenta-se a constituição dos cimentos tipo IV.

Os métodos usados nas determinações efectuadas seguiram as seguintes normas ou especificações:

resistência à compressão e à flexão, NP EN 196-1;

resíduo 90 μm, LNEC E 331;

análise granulométrica por difracção de luz laser, LNEC E 401;

massa volúmica, LNEC E 64;

calor de hidratação, LNEC E 68;

finura Blaine, NP EN 196-6;

expansibilidade e tempos de presa, NP EN 196-3;

determinação quantitativa dos constituintes, NP ENV 196-4;

perda ao rubro, NP EN 196-2 (secção 7);

Quadro 3.12 - Resistência à compressão e à flexão dos cimentos

Cimento	*Flexão 7 dias (MPa)*	*Flexão 28 dias (MPa)*	*flexão 90 dias (MPa)*	*Compressão 7 dias (MPa)*	*Compressão 28 dias (MPa)*	*Compressão 90 dias (MPa)*
I 32,5R B	-	7,5	7,8	-	46,7	53,2
I 32,5R A	5,2	7,5	8,5	28,6	42,3	52,9
I 32,5R C	-	7,6	8,4	-	41,6	49,8
IV 32,5 B	-	5,9	8,3	-	30,6	43,1
IV 32,5 A	-	6,4	7,9	-	39,3	52,8
I 42,5R B	6,3	7,2	8,6	40,2	52,5	62,4

Quadro 3.13 - Propriedades físicas dos cimentos

Cimento	*Resíduo 90μm (%)*	*Massa volúmica (kg/m³)*	*Calor de hidratação 3;7;28 (cal/g)*	*Blaine (cm²/g)*	*d_{90}; d_{50}; d_{10} (μm)**	*Expansib. (mm)*	*Início de presa*
I 32,5R B	6,8	3158	-	4690	76; 18; 3	1,0	2h05m
I 32,5R A	3,5	3077	56; 64; 75	3160	66; 22; 3	1,0	2h55m
I 32,5R C	9,3	3243	63; 70; 77	3600	73; 19; 3	0,5	3h10m
IV 32,5 B	0,0	2843	45; 51; 56	4260	69; 16; 3	1,0	3h15m
IV 32,5 A	0,2	2844	55; 60; 64	4640	34; 12; 3	1,5	3h05m
I 42,5R B	0,3	3160	-	3700	40; 15; 4	1,0	-

*d_Y = X μm – significa que Y% dos grãos do cimento têm dimensão inferior a X μm

resíduo insolúvel, NP EN 196-2 (secção 9);

teor de óxido de sódio, Na_2O, NP EN 196-2.1 (secção 7);

teor de óxido de potássio, K_2O, NP EN 196-2.1 (secção 7);

teor de cal livre, CaO, ASTM C 114 88 (método A);

teor de sílica*, SiO_2, NP EN 196-2.1 (secção 7);

teor de óxido de ferro*, Fe_2O_3, LNEC E 406;

teor de óxido de alumínio*, Al_2O_3, NP EN 196-2 (secção 13.11);

teor de óxido de cálcio*, CaO, NP EN 196-2 (secção 13.14);

teor de óxido de magnésio*, MgO, NP EN 196-2 (secção 13.15);

teor de sulfatos*, SO_3, NP EN 196-2 (secção 8);

teor de cloretos*, Cl^-, NP EN 196-21 (secção 4);

pozolanicidade, NP EN 196-5;

No Anexo B apresenta-se a análise granulométrica dos cimentos por difracção de luz laser.

Quadro 3.14 - Características químicas dos cimentos

Cimento	*I32,5R B*	*I32,5R A*	*I32,5R C*	*IV32,5 B*	*IV32,5 A*	*I42,5R B*
Perda ao rubro (%)	4,3	4,0	3,1	4,2	2,4	1,5
SiO_2 (%)	20,3	20,3	20,6	33,0	31,4	20,7
Fe_2O_3 (%)	3,6	3,2	3,3	4,3	4,2	3,3
Al_2O_3 (%)	5,2	5,2	5,6	10,3	12,1	6,3
CaO (%)	61,3	60,4	59,9	41,4	43,0	62,5
MgO (%)	1,4	3,1	3,1	1,8	2,8	1,6
Na_2O (%)	0,13	0,09	0,16	0,28	0,17	0,09
K_2O (%)	0,86	0,85	1,26	1,32	0,82	0,53
SO_3 (%)	3,0	3,1	3,1	3,0	2,0	3,2
Cl^- (%)	0,01	0,01	0,01	0,04	0,01	0,01
CaO livre(%)	1,10	1,31	0,95	0,60	1,58	0,72
pozolanicidade	-	-	-	satisfaz	satisfaz	-
resíduo insol. (%)	1,6	1,9	2,0	27,1	25,8	1,2

Quadro 3.15 - Constituição dos cimentos tipo IV

Cimento	*Clínquer (%)*	*Fíler (%)*	*Cinzas volantes (%)*
IV 32,5 (B)	55,3	10,0	34,7
IV 32,5 (A)	59,4	6,0	34,5

Nos cimentos tipo I as determinações químicas assinaladas com um asterisco foram efectuadas por espectrografia de raios X por dispersão de energia (AXDE).

As características das cinzas volantes estão apresentadas no Quadro 3.16. No Anexo C apresenta-se a análise granulométrica das cinzas volantes por difracção de luz laser.

As argamassas foram preparadas de acordo com a norma NP EN 196-1, excepto no que se refere à dosagem dos componentes. As dosagens utilizadas estão apresentadas nos Quadros 3.17, 3.18 e 3.19. A dosagem de água das argamassas fabricadas com cinzas volantes foi, em quase todos os casos, definida de forma que a argamassa tivesse a mesma consistência que a argamassa de referência, argamassa sem cinzas volantes e preparada com A/C de 0,5 conforme referido na norma. A consistência foi medida pelo ensaio de espalhamento, na mesa de espalhamento especificada na ASTM C 230 – 90, e com o procedimento descrito na ASTM C 109/C 109M – 95. Nestas argamassas, referidas nos Quadros como de consistência constante, quase todos os valores da consistência medidos na mesa de espalhamento estiveram dentro do intervalo de variação de ±2%, relativamente à consistência da argamassa de referência sem cinzas volantes.

Nos casos em que não se manteve a consistência constante também não se variou a quantidade de água, usando-se a dosagem prevista na norma NP EN 196-1 em todas as misturas. Estas argamassas são identificadas como misturas de consistência variável.

Quadro 3.16 – Características das cinzas volantes

Cinzas volantes	*Pego* (P)	*Sines* (S)
Perda ao rubro (%)	6.46	4.89
SiO_2 (%)	42.64	49.13
Fe_2O_3 (%)	5.11	5.55
Al_2O_3 (%)	27.49	30.27
CaO (%)	10.98	5.41
MgO (%)	2.55	1.12
Na_2O (%)	0.56	0.52
K_2O (%)	0.95	1.32
SO_3 (%)	0.22	0.17
Cl^- (%)	0.02	0.01
CaO livre(%)	1.21	0.16
CaO reactivo (%)****	3,1	0,0
SiO_2 reactivo (%)****	34.02	42.06
Material vítreo (%)***	76.5	80.4
índice de actividade aos 28 dias (%)*	84	86
índice de actividade aos 90 dias (%)*	103	102
Massa volúmica (kg/m^3)	2427	2369
d_{90} (µm)**	66.8	66.2
d_{50} (µm)**	15.73	14.5
d_{10} (µm)**	4.2	3.7

* índice de actividade segundo a NP EN 450 mas com cimento de referência I 32,5R em vez de I 42,5R
**d_Y = X µm – significa que Y% dos grãos das cinzas têm dimensão inferior a X µm,
*** determinação através de um procedimento interno do NQ/DMC do LNEC
**** de acordo com a NP 2064

Para facilidade de leitura nos Quadros 3.17 a 3.19 as argamassas estão identificadas pelas figuras em que aparecem e que são apresentadas mais à frente. A percentagem de cinzas referida nas figuras é relativa à massa total do ligante, ou seja, à soma das massas do cimento e das cinzas volantes. A dosagem de areia é sempre constante e igual a 1350 g, não sendo por isso apresentada nos Quadros.

3.5.1.4 – Características determinadas

As características determinadas foram as resistências à compressão e à flexão, a retracção e o início de presa. As resistências à compressão e à flexão foram determinadas em provetes de 4 cm x 4 cm x 16 cm, de acordo com a norma EN 196-1.

A retracção foi também determinada em provetes de 4 cm x 4 cm x 16 cm. No topo dos prismas colocaram-se dois pernos de aço (figura 3.11) para servirem de base de leitura da deformação longitudinal do provete. Os provetes foram preparados de acordo com a norma NP EN 196-1 e colocados durante 24 horas dentro dos moldes no armário húmido, com temperatura de 20±1 °C e humidade relativa superior a 90%. Após serem retirados dos moldes os provetes foram envoltos lateralmente por um filme plástico de pequena espessura, que dificultava mas não

impedia a troca de humidade com o exterior, e conservados a uma temperatura de 20±2 ºC e à humidade relativa da sala de ensaio, 65±10% hr. O início de presa foi determinado de acordo com a norma NP EN 196-3.

3.5.1.5 - Apresentação e análise dos resultados obtidos

Os resultados obtidos encontram-se nas figuras 3.12 a 3.38. Nestas figuras os resultados estão agrupados de forma a avaliar a influência da dosagem de cinzas volantes nas características das argamassas.

Quadro 3.17 - Composição das argamassas. Substituição de cimento; consistência constante

Figuras	% de cinzas	Tipo cimento	C (g)	F (g)	A (ml)	A/C	A/(C+F)	Espalh. (%)
3.12, 3.15, 3.26, 3.27, 3.30, 3.31 3.34 (cinzas S)	0	I32,5R(A)	450	0	225	0,500	0,500	94
	15	"	382,5	67,5	219	0,573	0,487	86
	30	"	315	135	215	0,683	0,478	88
	50	"	225	225	205	0,911	0,456	88
3.13, 3.16, 3.26, 3.27, 3.31, 3.32 (cinzas P)	0	I32,5R(A)	450	0	225	0,500	0,500	94
	30	"	315	135	226	0,717	0,502	90
	50	"	225	225	223	0,991	0,496	90
	75	"	112,5	337,5	220	1,956	0,489	90
	0	I32,5R(B)	450	0	225	0,500	0,500	69
	30	"	315	135	216	0,686	0,480	70
	50	"	225	225	215	0,956	0,478	70
	75	"	112,5	337,5	213	1,893	0,473	68
3.14, 3.17, 3.33, 3.34 (cinzas P)	0	IV32,5(A)	450	0	225	0,500	0,500	95
	15	"	382,5	67,5	221	0,578	0,491	95
	30	"	315	135	219	0,695	0,487	97
	50	"	225	225	221	0,982	0,491	95
	0	IV32,5(B)	450	0	225	0,500	0,500	79
	15	"	382,5	67,5	220	0,575	0,489	77
	30	"	315	135	217,5	0,690	0,483	78
	50	"	225	225	218	0,969	0,484	78

Quadro 3.18 - Composição das argamassas. Adição de cinzas; consistência constante

Figuras	% de cinzas	tipo cimento	C (g)	F (g)	A (ml)	A/C	A/(C+F)	Espalh. (mm)
3.18, 3.19, 3.27, 3.35 (cinzas S)	15	I32,5R(A)	382,5	67,5	219	0,573	0,487	86
	26	"	382,5	135	225	0,588	0,435	89
	34,6	"	382,5	202,5	236	0,617	0,403	90
3.20, 3.21, 3.27 3.36 (cinzas S)	30	I32,5R(A)	315	135	215	0,683	0,478	88
	46,2	"	315	270	232	0,737	0,397	89
	56,3	"	315	405	258	0,819	0,358	90
3.22, 3.23, 3.27, 3.37 (cinzas S)	50	I32,5R(A)	225	225	205	0,911	0,456	88
	66,6	"	225	450	245	1,089	0,363	90
	75	"	225	675	304	1,351	0,338	92

Quadro 3.19 - Composição das argamassas. Substituição de cimento e consistência variável

Figuras	% de cinzas	Tipo cimento	C (g)	F (g)	A (ml)	A/C	A/(C+F)
3.24, 3.25 (cinzas S)	0	I32,5R(C)	450	0	225	0,500	0,500
	15	"	382,5	67,5	225	0,588	0,500
	30	"	315	135	225	0,714	0,500
	50	"	225	225	225	1,000	0,500
3.24, 3.25 (cinzas S)	0	I42,5R(B)	450	0	225	0,500	0,500
	15	"	382,5	67,5	225	0,588	0,500
	30	"	315	135	225	0,714	0,500
	50	"	225	225	225	1,000	0,500

3.5.1.5.1 – Resistência à compressão e à flexão

A figura 3.12 mostra a variação da resistência à compressão aos 7 dias, 28 dias, 90 dias e 365 dias de idade de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e cinzas volantes S em dosagens variáveis entre 0% e 50% do ligante. Aos 7 dias e aos 28 dias a resistência decresce com o aumento da substituição de cimento por cinzas mas aos 90 dias e aos 365 dias a resistência das argamassas com 15% e com 30% de cinzas foi superior à resistência da argamassa sem cinzas. A argamassa com 50% de cinzas volantes no ligante teve, para qualquer idade ensaiada, resistências inferiores à argamassa sem cinzas; no entanto, a 1 ano de idade, a diferença é apenas de cerca de 10%. Esta constatação é importante na medida em que se pode concluir que ao substituir 50% do cimento por cinzas, com vantagens quer económicas quer na diminuição do calor de hidratação do ligante, a resistência à compressão a longo prazo não é afectada significativamente.

Na figura 3.13 está apresentada a variação da resistência à compressão, aos 28 e aos 90 dias de idade, de argamassas fabricadas com dois cimentos tipo I, I 32,5R (A) e I 32,5R (B), e com cinzas volantes P em dosagens variáveis entre 0% e 75% do ligante. Aos 90 dias de idade a resistência das argamassas com 30% de cinzas manteve-se praticamente igual à resistência das argamassas sem cinzas. Para maiores dosagens de cinzas a resistência à compressão decresce significativamente quer aos 28 dias quer aos 90 dias. Os resultados obtidos com os dois cimentos foram muito próximos, mas os resultados obtidos com o cimento B foram, nalguns casos, ligeiramente superiores. A maior resistência das argamassas fabricadas com o cimento I 32,5R (B), relativamente às argamassas fabricadas com o cimento I 32,5R (A), deve-se à menor dosagem de água necessária para atingir o espalhamento da argamassa de referência. Efectivamente, nas argamassas com cimento I 32,5R (A) o espalhamento foi de cerca de 90% enquanto que nas argamassas com cimento I 32,5R (B) o espalhamento foi de cerca de 70%.

Assim, como o efeito lubrificante das partículas do cimento foi maior nas argamassas fabricadas com o cimento A, o ganho na lubrificação ao substituir cimento por cinzas é mais notável no caso em que se retira parte da dosagem de cimento B do que no caso em que se substitui cimento A por cinzas. Então, a dosagem de água necessária nas argamassas com cinzas, para atingir o mesmo espalhamento que as argamassas sem cinzas, é menor nas argamassas fabricadas com o cimento B do que nas fabricadas com o cimento A, estando assim explicada a diferença encontrada nas resistências à compressão. Estes resultados mostram que as cinzas volantes podem ter efeitos diferentes em misturas com composições distintas.

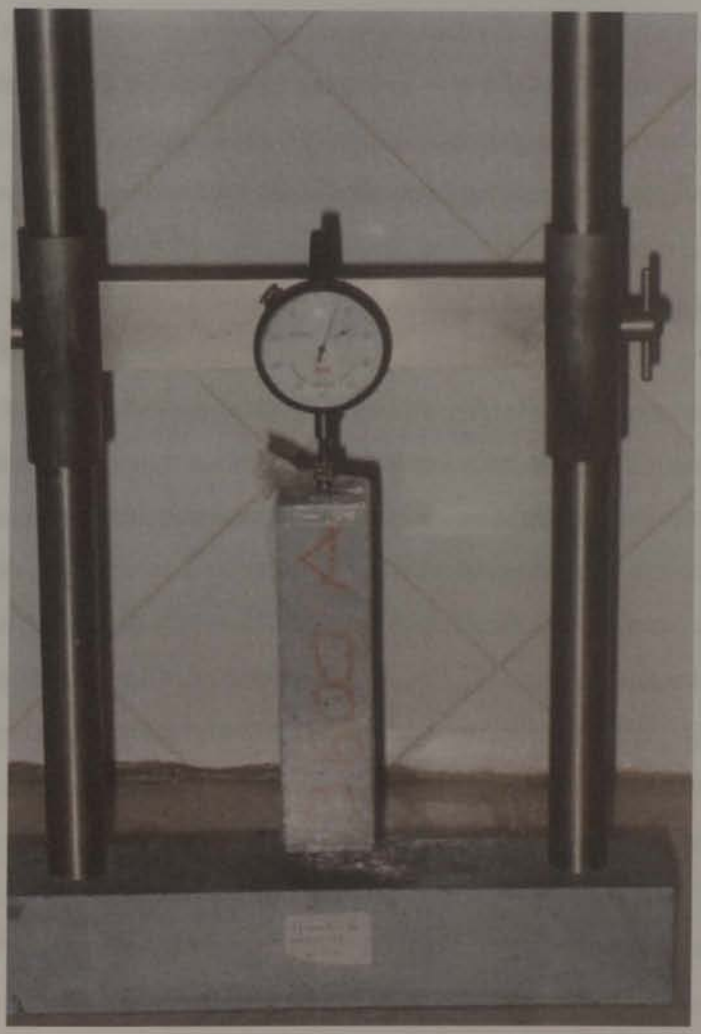


Figura 3.11 – Prisma de argamassa para ensaio de retracção.

Na figura 3.14 está representada a variação da resistência à compressão, aos 28 e aos 90 dias de idade, de argamassas fabricadas com dois cimentos tipo IV, IV 32,5 (A) e IV 32,5 (B), e com cinzas volantes P em dosagens variáveis entre 0% e 50% do ligante. O espalhamento das argamassas fabricadas com o cimento IV 32,5 (A) e com o cimento IV 32,5 (B) foi, respectivamente, de cerca de 95% e 78%. Os cimentos IV 32,5 contêm 35% de cinzas volantes

de Sines o que perfaz um total de cinzas no ligante variável entre 35% e 67%. Na figura pode observar-se que, para qualquer substituição de cimento por cinzas, a resistência à compressão diminuiu quer aos 28 dias quer aos 90 dias de idade.

As resistências obtidas nas argamassas fabricadas com o cimento IV 32,5 (B) foram inferiores às obtidas nas argamassas fabricadas com o cimento IV 32,5 (A) porque o lote de cimento B usado tinha uma resistência à compressão reduzida, de 30,6 MPa aos 28 dias como se pode observar no Quadro 3.12. Como seria de esperar, a diferença nas resistências, das argamassas fabricadas com diferentes cimentos, diminui com o aumento da percentagem de substituição de cimento por cinzas. Efectivamente, a principal diferença na qualidade dos cimentos é devida à resistência do clínquer e à finura do cimento, dado que as cinzas incorporadas em ambos os cimentos são provenientes da mesma origem. Assim, diminuindo a dosagem de clínquer e de cimento presentes diminui também a diferença na resistência das argamassas, como se pode observar na figura 3.14.

Observando as figuras 3.13 e 3.14 constata-se que nas argamassas fabricadas com o cimento IV 32,5 (A) e com cimento I 32,5R (A), ambos cimentos da mesma origem, a resistência à compressão não é muito diferente para dosagens de cinzas similares, considerando a dosagem total de cinzas presente. Por exemplo, aos 90 dias as argamassas fabricadas com cimento tipo I e com 30% e 50% de cinzas têm, respectivamente, resistências à compressão de 58 MPa e 34 MPa e as argamassas com cimento tipo IV 32,5 (A) e com 0% e 30% de cinzas, a que correspondem dosagens totais de cinzas de 35% e 47,5%, têm respectivamente resistências à compressão de cerca de 53 MPa e 32 MPa. Note-se, no entanto, que nas argamassas fabricadas com o cimento tipo IV parte das cinzas são cinzas P enquanto que nas argamassas fabricadas com cimento tipo I todas as cinzas são cinzas volantes S.

A figura 3.15 mostra a variação da resistência à flexão, aos 7 dias, 28 dias, 90 dias e 365 dias de idade, de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) e com cinzas volantes S em dosagens variáveis entre 0% e 50% do ligante. Comparando a figura 3.12 com a figura 3.15 pode observar-se que as curvas de variação da resistência com a dosagem de cinzas têm perfis semelhantes. Os comentários feitos à figura 3.12, relativamente à resistência à compressão, são também válidos para a resistência à flexão. Porém, na flexão, a resistência das argamassas com dosagens de cinzas inferiores ou iguais a 30% não cresceu significativamente entre 90 dias e os 365 dias.

Na figura 3.16 está representada a variação da resistência à flexão, aos 28 e aos 90 dias de idade, de argamassas fabricadas com dois cimentos tipo I, I 32,5R (A) e I 32,5R (B), e com cinzas volantes P em dosagens variáveis entre 0% e 75% do ligante. Aos 90 dias de idade a resistência das argamassas com 30% de ligante manteve-se praticamente igual à resistência das argamassas sem cinzas. Para maiores dosagens de cinzas a resistência à flexão decresce significativamente quer aos 28 dias quer aos 90 dias. Estas observações são idênticas às descritas para a resistência à compressão, na análise da figura 3.13.

Na figura 3.17 está representada a variação da resistência à flexão, aos 28 e aos 90 dias de idade, de argamassas fabricadas com dois cimentos tipo IV, IV 32,5 (A) e IV 32,5 (B), e com cinzas volantes P em dosagens variáveis entre 0% e 50% do ligante. Como foi referido atrás os cimentos IV 32,5 usados contêm 35% de cinzas volantes de Sines o que perfaz um total de cinzas no ligante variável entre 35% e 67,5% . Neste caso, tal como para a compressão, qualquer substituição de cimento por cinzas fez diminuir a resistência à flexão aos 28 dias e aos 90 dias de idade. Porém, proporcionalmente, a diferença na resistência à flexão das argamassas fabricadas com diferentes cimentos foi inferior à observada na resistência à compressão. Curiosamente a resistência à flexão aos 90 dias das argamassas fabricadas com o cimento B foi superior à resistência das argamassas fabricadas com o cimento A na mesma idade.

Nas figuras 3.18 a 3.23 apresentam-se também resultados da resistência à compressão de argamassas com cinzas volantes. Nestas figuras porém as dosagens de cinzas volantes foram adicionadas a dosagens de cimento constantes, o que não aconteceu nas argamassas das figuras 3.12 a 3.17. As percentagens de cinzas apresentadas referem-se ao total do ligante: assim, se a uma dosagem de cimento de 300 g se adicionar 100 g de cinzas então a percentagem de cinzas no ligante será de 25%.

Nas figuras 3.18 a 3.23 também se pode constatar que para dosagens de cinzas volantes até cerca de 30% a 35% do ligante as resistências à compressão e à flexão aumentam, mas, acima destes valores a resistência mecânica não cresce significativamente, mesmo tratando-se de adição de cinzas e não, como no caso anterior, de substituição de cimento por cinzas. Nas argamassas com dosagens de cinzas entre cerca de 30% a 50% a resistência mantêm-se praticamente constante, como se pode verificar pelas figuras 3.20 e 3.21. Para dosagens de cinzas superiores a cerca de 50% do ligante a resistência diminui, o que significa que a adição de cinzas em valores acima

deste limite pode ser completamente inútil para o aumento da resistência à compressão. Nas figuras 3.22 e 3.23 pode observar-se que a diminuição da resistência com a adição de cinzas é mais acentuada a 1 ano de idade do que a idades mais jovens. Este efeito negativo na resistência da adição de cinzas volantes em dosagens muito elevadas foi também observado por Schrader [142] quando testou BCC com dosagens de adição de cinzas volantes crescentes. Tal como neste trabalho, a diminuição na resistência observada por Schrader foi mais acentuada a 1 ano de idade.

A principal razão para a diminuição da resistência das argamassas com o aumento da dosagem de cinzas observada nas figuras 3.22 e 3.23 é o aumento da dosagem de água necessária para manter a consistência constante. Efectivamente, a dosagem de água aumentou de 205 ml, na argamassa com 50% de cinzas, para 304 ml, na argamassa com 75% de cinzas. Assim, apesar da relação A/L diminuir de 0,456, na argamassa com 50% de cinzas, para 0,338, na argamassa com 75% de cinzas, a relação A/C aumentou de 0,911 para 1,351. Como, devido à elevada dosagem de cinzas, a 1 ano de idade grande parte das partículas das cinzas volantes não reagiram, a dosagem de ligante efectiva é inferior à que se está a considerar no cálculo quando se contabiliza toda a dosagem de cinzas. Assim, resulta que a relação entre a dosagem de água e a dosagem de ligante efectivo, ou seja a dosagem de ligante que resultou em produtos de hidratação, pode ter diminuído com o aumento da dosagem de cinzas, estando neste caso justificada a diminuição observada na resistência.

Nas figuras 3.24 e 3.25 apresenta-se de novo a variação da resistência à compressão e à flexão com a percentagem de substituição de cimento por cinzas, mas neste caso mantendo a dosagem de água constante e utilizando dois cimentos de classe de resistência e origem distintas: I 32,5R (C) e I 42,5R (B). Como se mantém a dosagem de água constante a substituição de cimento por cinzas faz alterar a consistência, tendo-se designando as argamassas como de consistência variável. Observa-se de novo que nas argamassas com dosagem de cinzas não superior a cerca de 30% do ligante não ocorre diminuição significativa da resistência aos 90 dias e a 1 ano. Pelo contrário, nas argamassas fabricadas com o cimento I 32,5R (C) e com 15% e 30% de cinzas ocorreu um aumento das resistências à compressão e à flexão a 1 ano de idade. Nas argamassas fabricadas com o cimento I 42,5R (B) não foi notável qualquer aumento significativo da resistência. As substituições de cimento por cinzas acima de 30% do ligante tendem a fazer diminuir a resistência à compressão quando se mantém a dosagem de água constante. Como era previsível a subida da resistência entre os 90 dias e os 365 dias é menos acentuada nas

argamassas fabricadas com o cimento I 42,5R, relativamente às argamassas fabricadas com cimento I 32,5R, devido ao grão mais fino do cimento, que reage mais rapidamente, mas nota-se que com 50% de cinzas o acréscimo de resistência à compressão mantém-se elevado em ambos os casos.

Na figura 3.24 pode ver-se que com 50% de cinzas a resistência à compressão é praticamente igual quando se utilizam os dois tipos de cimento. É interessante notar na figura 3.25 que a resistência à flexão das argamassas sem cinzas volantes mantêm-se praticamente constante, cerca de 8 MPa, nas várias idades e com os dois tipos de cimento. A resistência à flexão das argamassas fabricadas com cimento tipo I 32,5R e cinzas foi superior à das argamassas em que se utilizou cimento I 42,5R e a mesma dosagem de cinzas.

Os resultados obtidos na resistência à compressão e na resistência à flexão são em geral concordantes mas isso nem sempre acontece. Além de se tratar de propriedades diferentes, no resultado da resistência à flexão a influência da qualidade da argamassa superficial sobrepõe-se à influência da qualidade de toda a argamassa, enquanto que no ensaio de compressão ocorre o contrário. Por outro lado, no ensaio à flexão em três pontos só uma secção da argamassa é sujeita ao momento flector máximo, o que aumenta a dispersão dos resultados.

Na figura 3.26 apresentam-se resultados da resistência à compressão de argamassas fabricadas com dosagens de cinzas volantes S e P variáveis entre 0 e 50%, mantendo a consistência constante. O resultados obtidos com as duas cinzas não diferem significativamente; no entanto, nas argamassas fabricadas com cinzas volantes S a resistência à compressão é um pouco superior. Apesar da diferença ser muito pequena, a maior resistência pode ser parcialmente atribuída à menor dosagem de água (ver figura 3.27) necessária nas argamassas fabricadas com estas cinzas. A necessidade de maior dosagem de água nas argamassas fabricadas com cinzas P pode estar relacionada com a perda ao fogo que é ligeiramente superior nas cinzas P, 6,46%, do que nas cinzas S, 4,89%.

Na figura 3.27 pode ver-se que a dosagem de água necessária para manter a consistência das argamassas constante diminui com o aumento da dosagem de cinzas S (curva 450-S do gráfico). No caso das cinzas P (curva 450-P do gráfico) essa diminuição é menos notória. Nesta mesma figura apresenta-se também uma curva de variação da relação A/L com a dosagem de cinzas S de argamassas com diferentes dosagens de ligante (curva 517/900-S). Enquanto que nas outras

duas curvas a dosagem de ligante foi de 450 g por cada 1350 g de areia, conforme exigido na argamassa normal (traço 1:3, NP EN 196-1), neste caso fez-se variar a dosagem de ligante entre 517 g a 900 g (traço variável entre 1:2,6 a 1:1,5). Os resultados obtidos indicam a mesma tendência de diminuição da relação A/L com o aumento da dosagem de cinzas. No entanto, a diminuição da relação A/L não representa uma diminuição da dosagem de água, como acontecia nas curvas anteriores porque se manteve a mesma dosagem de ligante. Pelo contrário, como se pode ver no Quadro 3.18, a dosagem de água aumenta com a adição de cinzas o que faz aumentar a relação A/C.

Nas figuras 3.28 e 3.29 apresenta-se o coeficiente de endurecimento, relativo à resistência à compressão e à flexão, de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) e 0% a 75% de cinzas volantes S no ligante. Nestas figuras pode ver-se que o aumento da resistência à compressão, entre os 28 dias e os 365 dias, é, em proporção, superior ao aumento da resistência à flexão. A relação entre a resistência aos 365 dias e a resistência aos 28 dias cresce em geral com o teor de cinzas do ligante e pode atingir coeficientes superiores a 2 à compressão e a 1,5 à flexão nas argamassas com 50% a 65% de cinzas. Os coeficientes obtidos nas argamassas fabricadas com 75% de cinzas foram inferiores aos que se observaram nas argamassas fabricadas com 50% e com 60% de cinzas, eventualmente porque o endurecimento nas argamassas com teores mais elevados de cinzas se processa muito lentamente e prolonga-se muito para além de 1 ano de idade. Por outro lado, pode não existir hidróxido de cálcio suficiente na mistura para reagir com todas as cinzas; no entanto existem trabalhos [161] que mostram que mesmo em argamassas com elevadas dosagens de cinzas continuam a ocorrer reacções de hidratação a longo prazo.

A resistência à compressão aos 7 dias variou entre 50% e 72% da resistência à compressão aos 28 dias. Entre os 28 dias e os 90 dias a resistência à compressão aumentou entre 24% e 49%. Os valores mais elevados foram obtidos nas argamassas com dosagens de cinza inferiores a 40%. A pequena variação do coeficiente de endurecimento em idades jovens mostra que a actividade das cinzas é muito mais acentuada a idades mais tardias. Assim, para uma dosagem de cimento constante, o crescimento da dosagem de cinzas na argamassa não altera significativamente a resistência a curto prazo, mas, a longo prazo, faz aumentar consideravelmente a resistência mecânica.

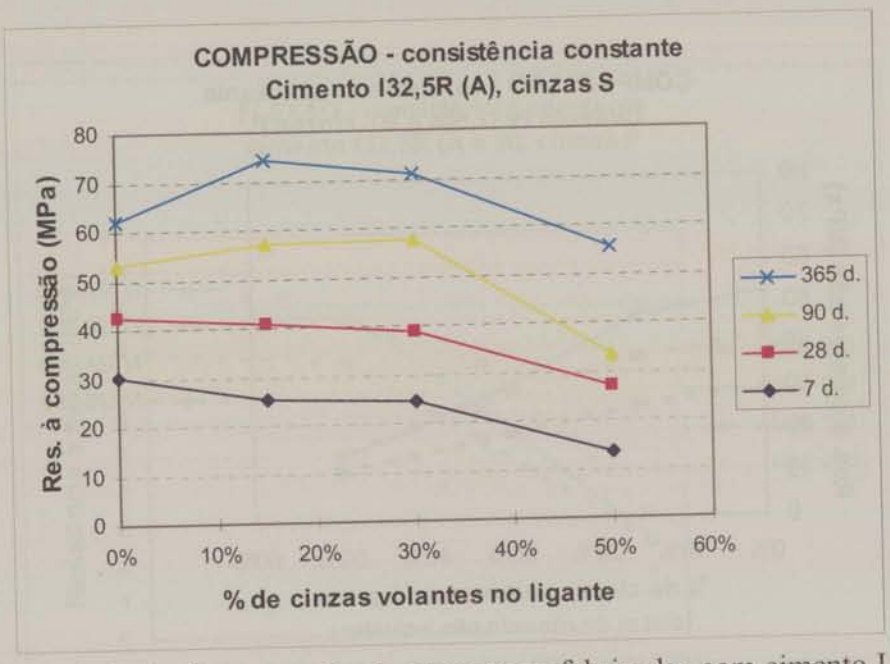


Figura 3.12– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) e com cinzas volantes **S**. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (esp.=90±4%).

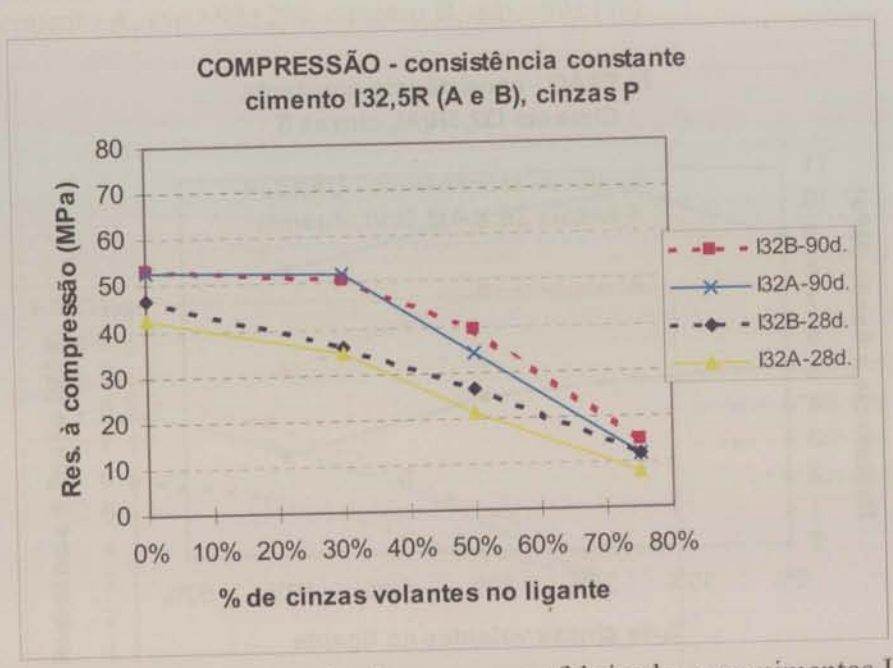


Figura 3.13– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimentos I 32,5R (A) e I 32,5R (B), e com cinzas volantes P. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (cimento A, esp.=92±2%; cimento B, esp.=69±1%).

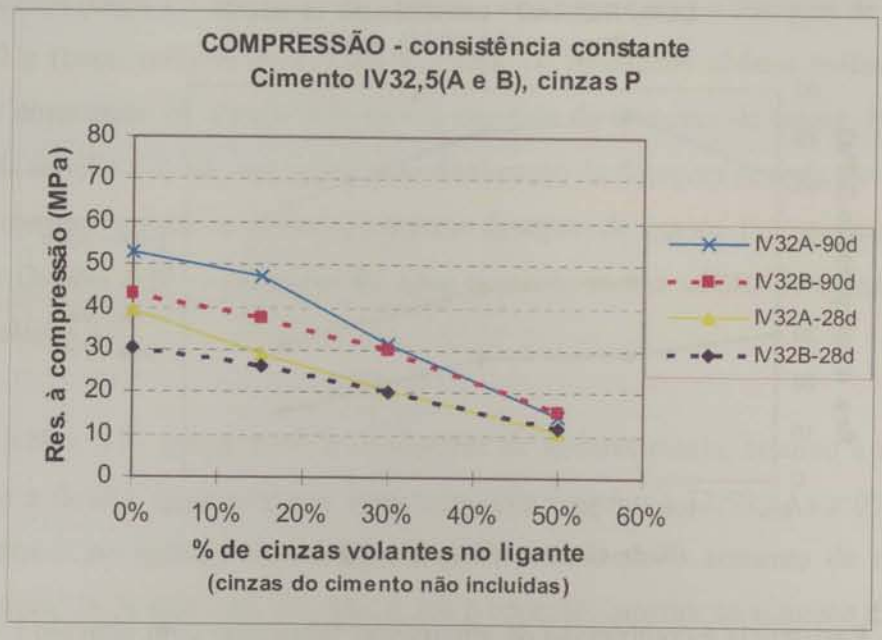


Figura 3.14– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento IV 32,5(A) e com cimento IV 32,5(B), e com cinzas volantes **P**. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (cimento A, esp.=96±1%; cimento B, esp.=78±1%).

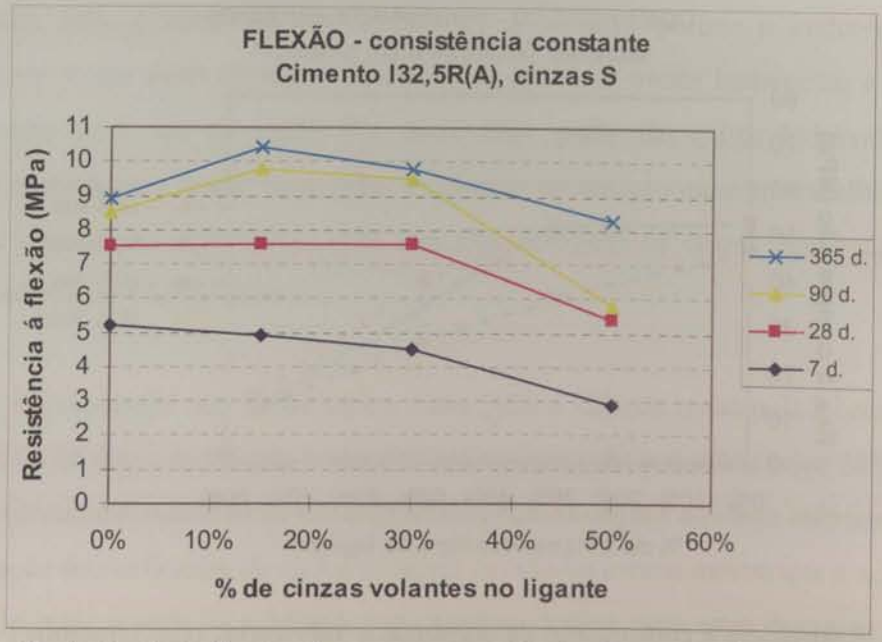


Figura 3.15– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e cinzas volantes **S**. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (esp.=90±4%).

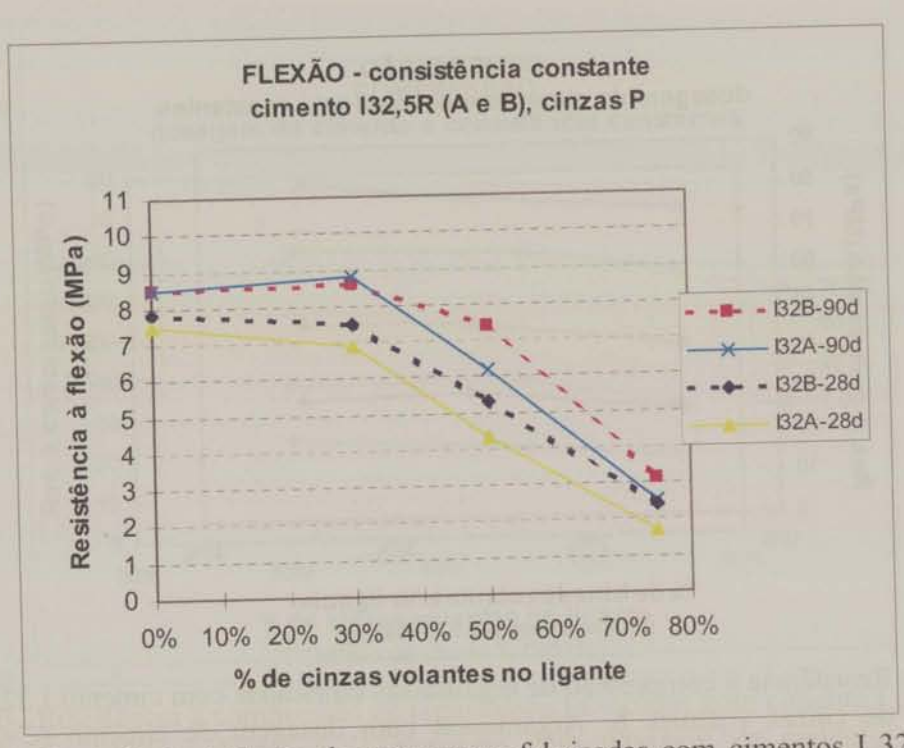


Figura 3.16– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimentos I 32,5R (A) e I 32,5R (B), e com cinzas volantes P. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (cimento A, esp.=92±2%; cimento B, esp.=69±1%).

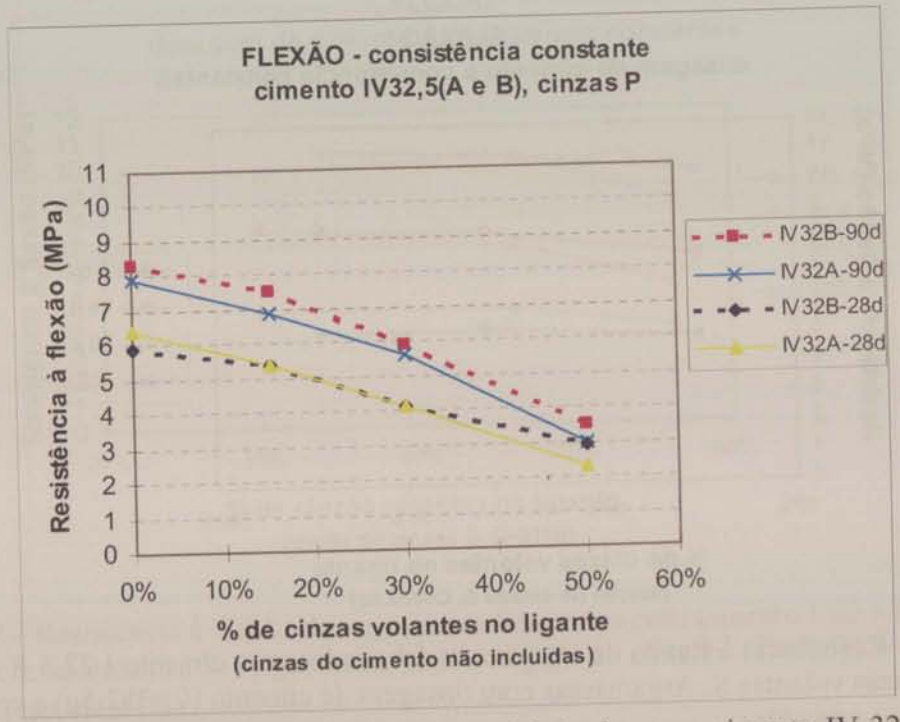


Figura 3.17– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimento IV 32,5(A) e com cimento IV 32,5(B), e com cinzas volantes **P**. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (cimento A, esp.=96±1%; cimento B, esp.=78±1%).

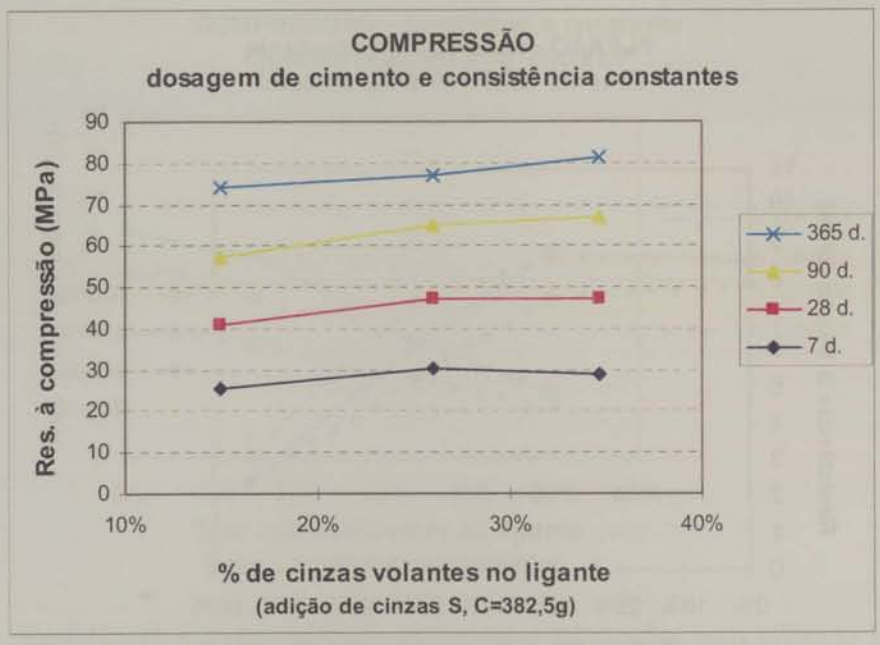


Figura 3.18– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e com adição de cinzas volantes **S**. Argamassas com dosagem de cimento (C=382,5g) e consistência constantes (esp.=88±2%).

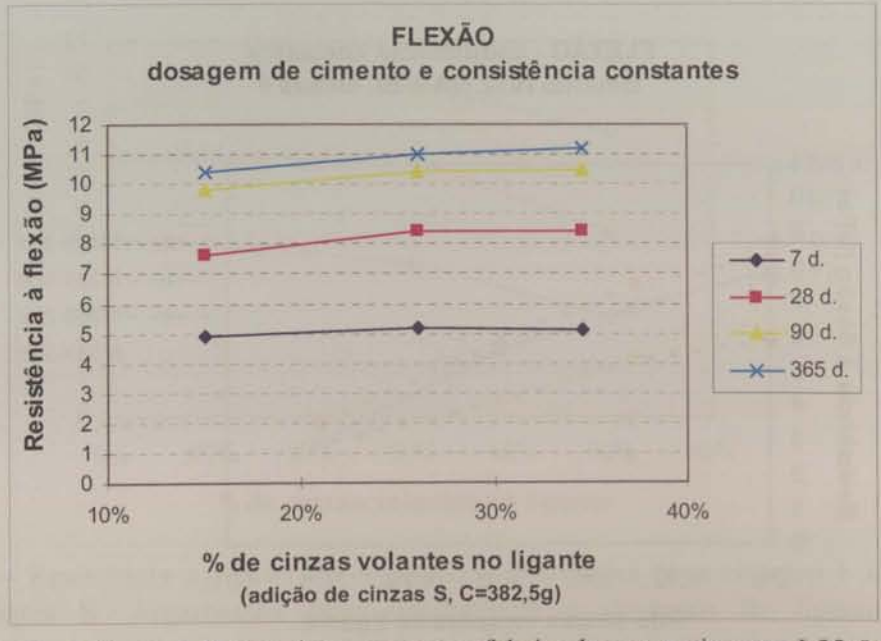


Figura 3.19– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e com adição de cinzas volantes S. Argamassas com dosagem de cimento (C=382,5g) e consistência constantes (esp.=88±2%).

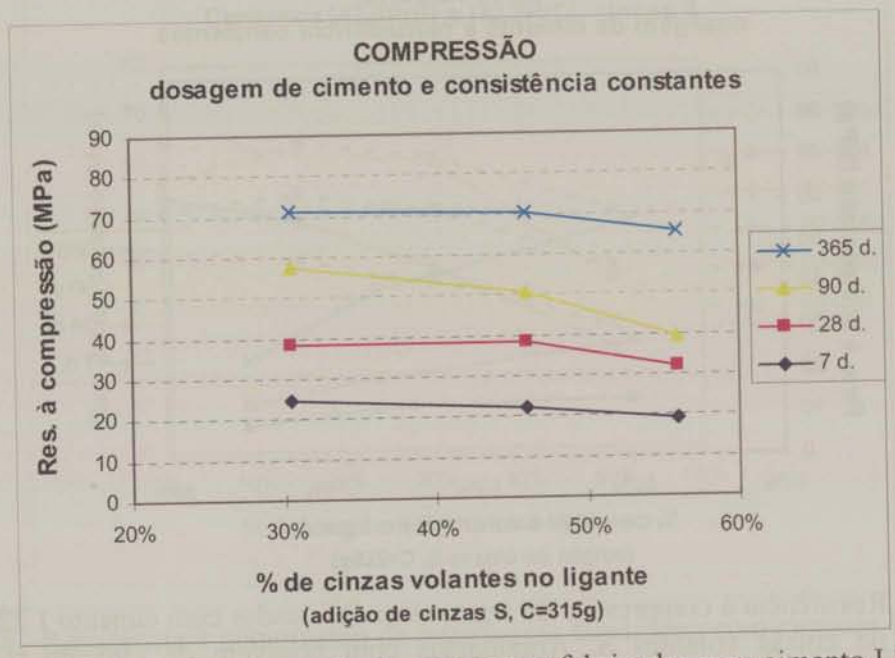


Figura 3.20– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e com adição de cinzas volantes S. Argamassas com dosagem de cimento (C=315g) e consistência constantes (esp.=89±1%).

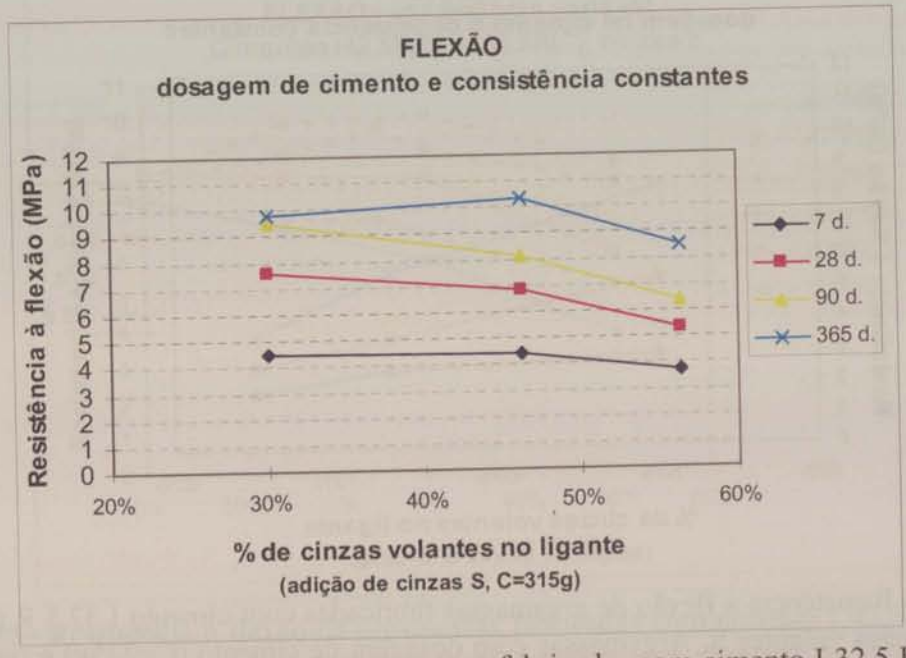


Figura 3.21– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e com adição de cinzas volantes **S**. Argamassas com dosagem de cimento (C=315g) e consistência constantes (esp.=89±1%).

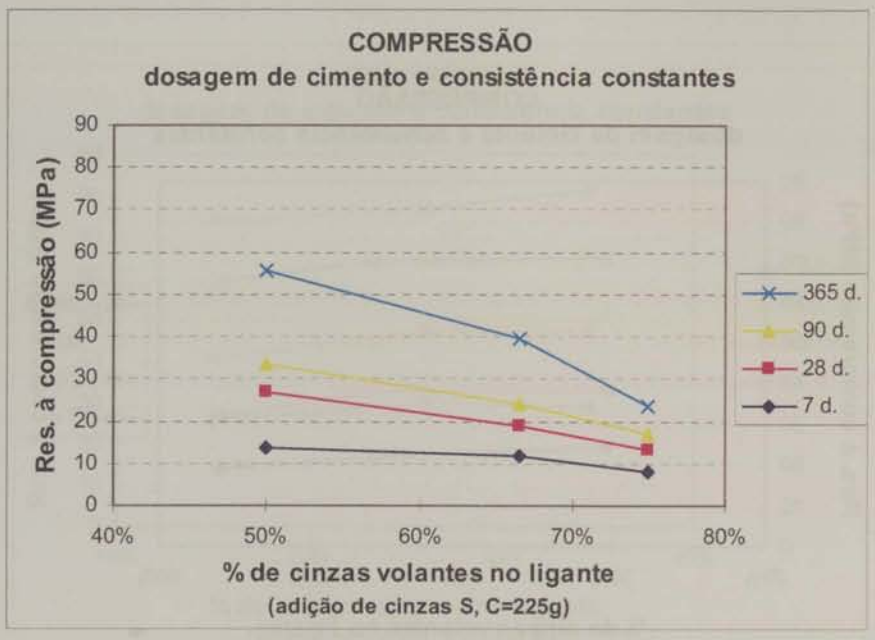


Figura 3.22– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e com adição de cinzas volantes S. Argamassas com dosagem de cimento (C=225g) e consistência constantes (esp.=90±2%).

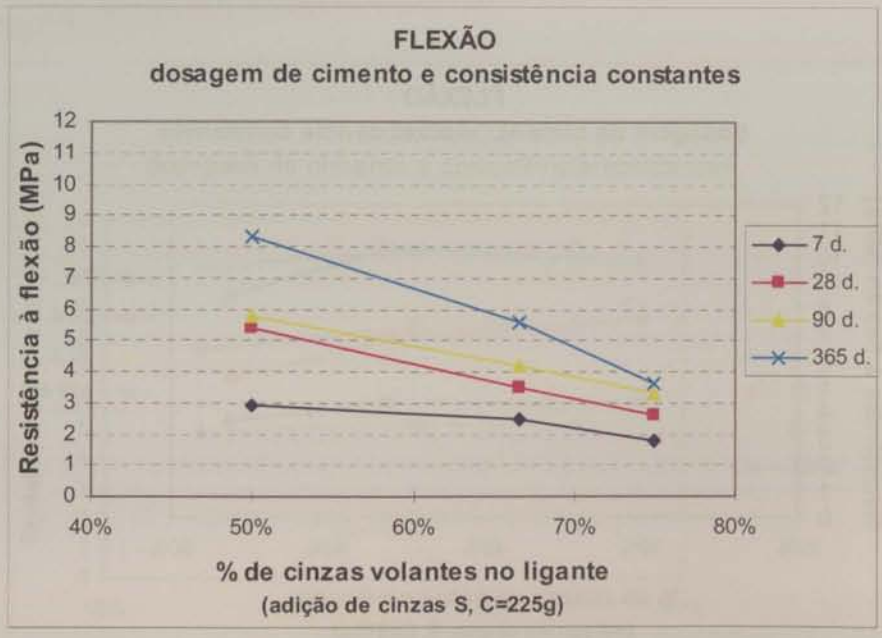


Figura 3.23– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e com adição de cinzas volantes S. Argamassas com dosagem de cimento (C=225g) e consistência constantes (esp.=90±2%;).

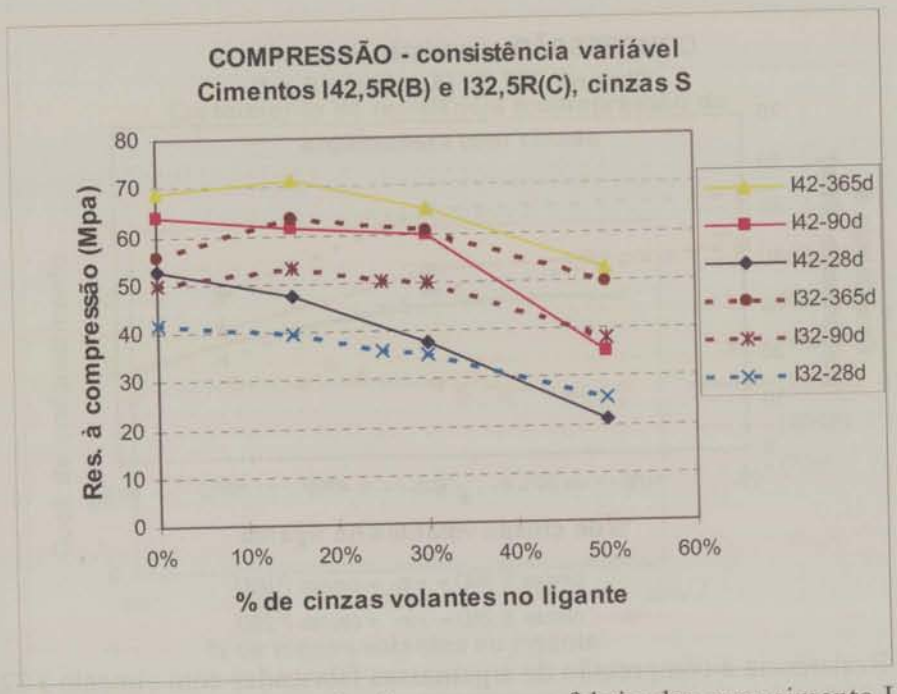


Figura 3.24– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento I 42,5R (B) e com cimento I 32,5R (C), e com cinzas volantes **S**. Argamassas com dosagem de ligante e de água constantes.

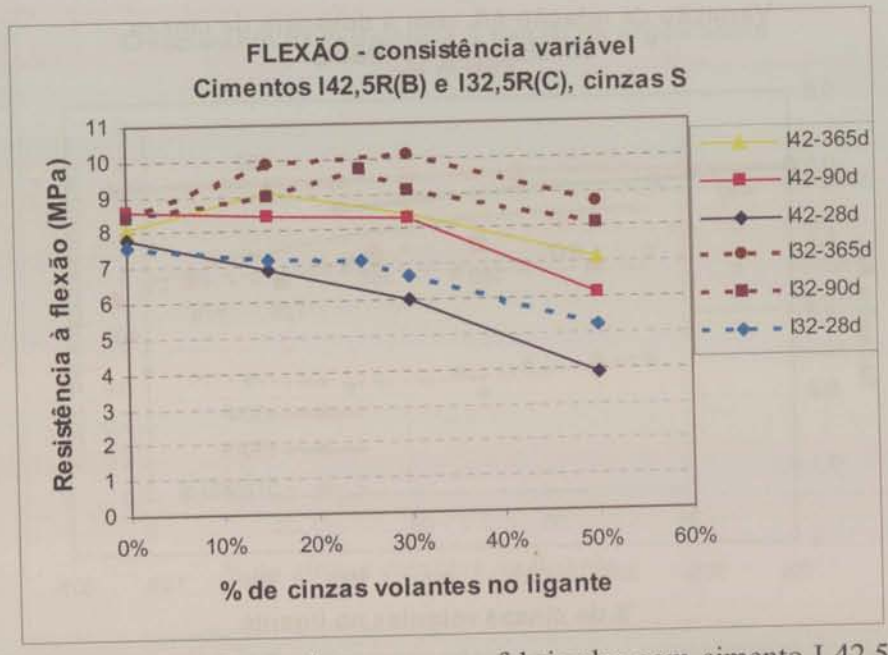


Figura 3.25– Resistência à flexão de argamassas fabricadas com cimento I 42,5R (B) e com cimento I 32,5R (C), e com cinzas volantes S. Argamassas com dosagem de ligante e de água constantes.

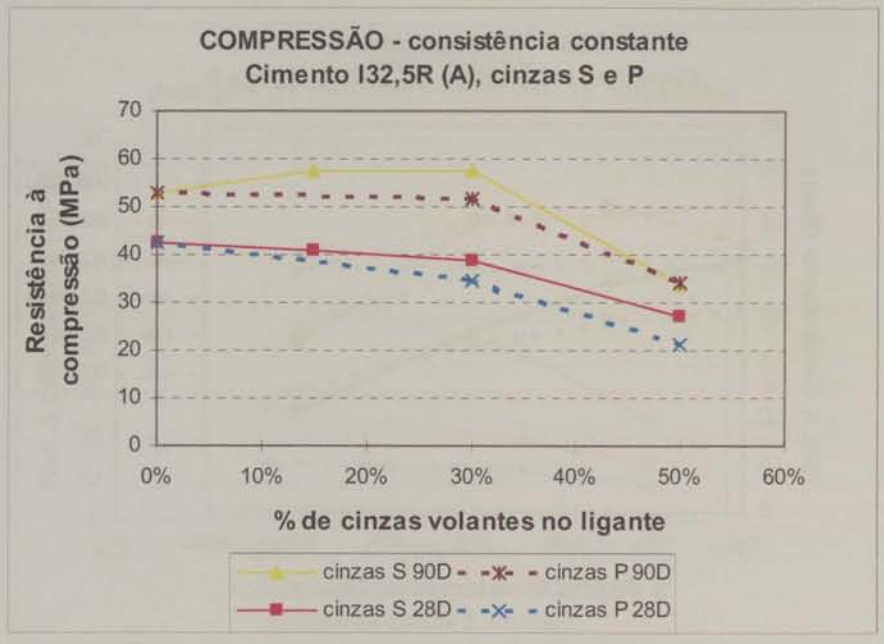


Figura 3.26– Resistência à compressão de argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A) e cinzas volantes **S** e **P**. Argamassas com consistência e dosagem de ligante constantes (esp.=90±4%).

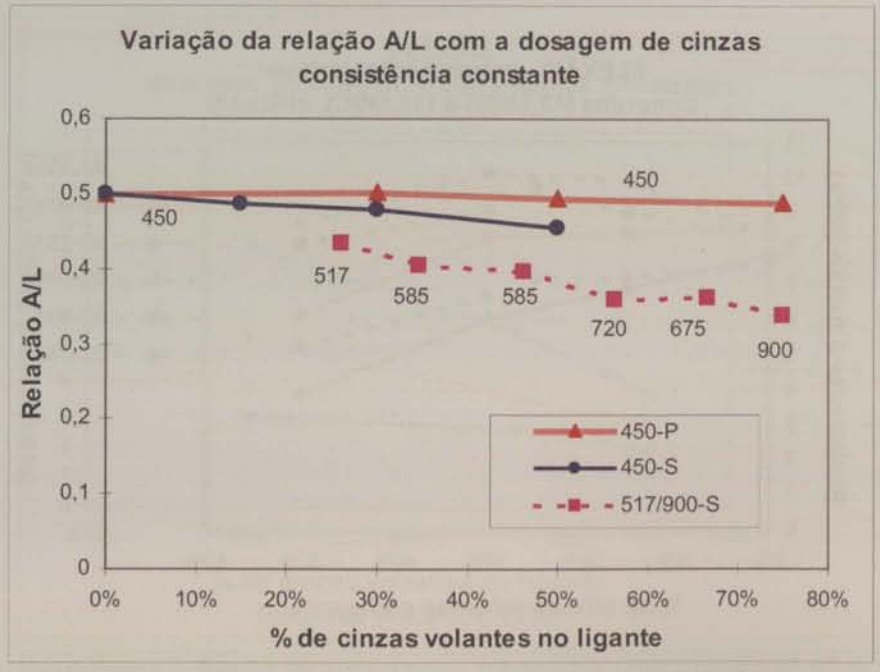


Figura 3.27- Variação da relação A/L com a dosagem de cinzas no ligante. Argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A), cinzas P e S com consistência constante (esp.=90±4%). A dosagem de ligante é em duas curvas de 450 g (450-P e 450-S) e na terceira curva é variável entre 517 g e 900 g (517/900-S).

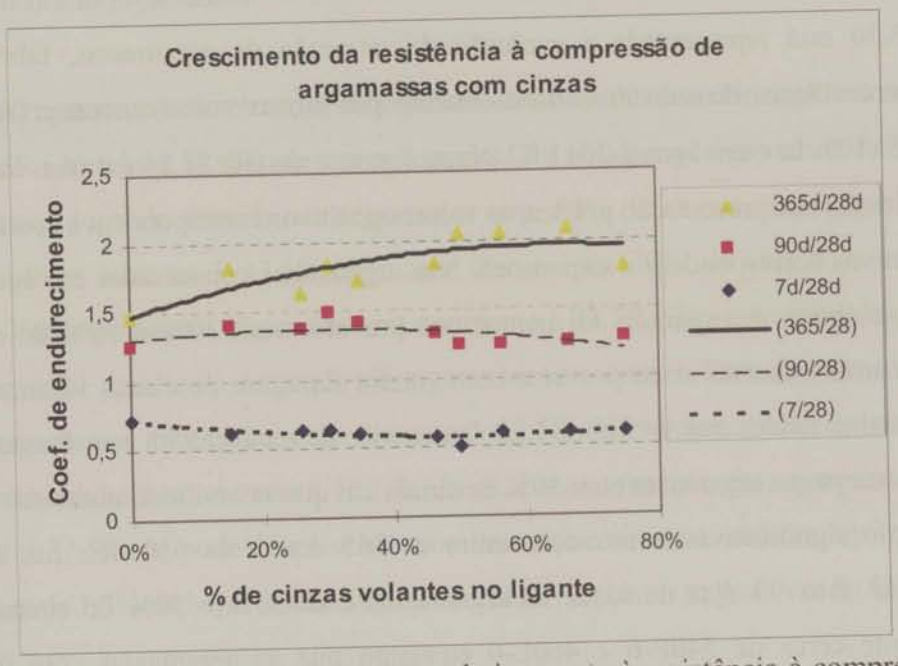


Figura 3.28– Coeficiente de endurecimento, relativamente à resistência à compressão aos 28 dias, de argamassas com cinzas volantes S.

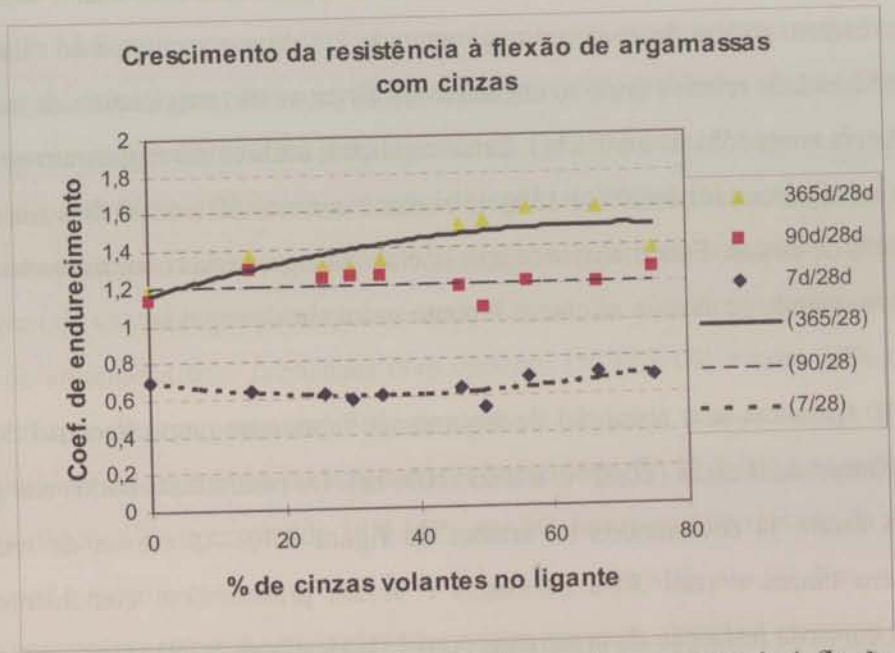


Figura 3.29– Coeficiente de endurecimento, relativamente à resistência à flexão aos 28 dias, de argamassas com cinzas volantes S.

3.5.1.5.2 - Retracção

Na figura 3.30 está representada a evolução da retracção de argamassas, fabricadas com diferentes percentagens de substituição de cimento por cinzas volantes, conservadas ao ar a 20±2 ºC e 65±10% hr e em água a 20±1 ºC. Nesta figura e nas que se apresentam mais à frente, para simplificação da apresentação gráfica, os valores positivos correspondem a contracções e os valores negativos correspondem a expansões. Nas argamassas conservadas em água todos os provetes expandiram. A expansão foi menor nos provetes com 30% e 50% de cinzas. Nas argamassas conservadas ao ar os provetes com maior dosagem de cinzas volantes retraíram mais nas primeiras idades mas ao fim de 1 ano a extensão de retracção foi semelhante para todos os provetes, excepto na argamassa com 30% de cinzas em que se verificou maior retracção. Não houve variação significativa da retracção entre os 365 dias e os 630 dias nas argamassas expostas ao ar. Aos 90 dias de idade as argamassas com 30% e 50% de cinzas retraíram respectivamente cerca de 540E-6 e 460E-6 enquanto que as argamassas com 0% e 15% retraíram apenas 240E-6 e 270E-6 à mesma idade. Esta diferença deve-se principalmente à retracção de secagem porque a perda de peso dos provetes foi, aos 90 dias, de cerca de 1,3% nas argamassas com menos cinzas e de cerca de 3,5% nas argamassas com maior teor de cinzas. Parte deste acréscimo poderá dever-se a um aumento de 2 ºC que se verificou na sala de ensaio e a uma menor humidade relativa onde se encontravam os provetes (temperatura da sala a 22 ºC e humidade relativa entre 55% hr a 60% hr). Estas condições ambientais registaram-se entre os 90 e os 120 dias na argamassas com 0% e 15% de cinzas e entre os 60 e os 90 dias nas argamassas com 30% e 50% de cinzas. Esta maior secagem inicial das argamassas com maior teor de cinzas não se verificou quando se usaram as cinzas P como se irá ver de seguida.

Na figura 3.31 apresenta-se a retracção de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) e cinzas S e P conservadas ao ar (20±2 ºC e a 65±10% hr). Os resultados obtidos nas argamassas com cinzas S foram já comentados na análise da figura 3.30. As curvas de retracção das argamassas sem cinzas e com 30% de cinzas P foram praticamente coincidentes e muito semelhantes à curva de retracção da argamassa com 15% de cinzas S. Nas argamassas com 50% e 75% de cinzas P a retracção foi menor do que nas argamassas com menor dosagem de cinzas, observando-se até uma expansão nas primeiras idades. Também na argamassa com 30% de cinzas P se pode observar uma pequena expansão nos primeiros dias. Esta ligeira expansão inicial pode estar relacionada com o maior teor de óxido de cálcio livre e algum óxido de cálcio reactivo encontrado nas cinzas P (ver Quadro 3.16). Esta expansão, nas argamassas com 50% e

75% de cinzas P, contribui também para que a retracção a 1 ano tenha sido inferior à retracção observada nas outras argamassas.

Na figura 3.32 apresenta-se a retracção de argamassas fabricadas com cinzas P e dois cimentos I 32,5R, I 32,5R (A) e I 32,5R (B). A menor retracção foi obtida nas argamassas fabricadas com 75% de cinzas e logo de seguida nas argamassas com 50% de cinzas. Nas outras argamassas fabricadas com o cimento I 32,5R (A), com 0% e com 30% de cinzas, a retracção foi semelhante. Nas argamassas fabricadas com o cimento I 32,5R (B) a retracção da mistura com 30% de cinzas foi superior à retracção da argamassa sem cinzas. Para a mesma dosagem de cinzas, as argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (B) tiveram maior retracção que as argamassas fabricadas com cimento I 32,5 R (A). A menor retracção das argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) pode dever-se ao maior teor neste cimento, embora ligeiro, de agentes expansivos, mais 1,7% de MgO e mais 0,21% de CaO livre, como se pode ver no Quadro 3.14.

Na figura 3.33 apresenta-se a retracção de argamassas fabricadas com cinzas P e dois tipos de cimento IV 32,5. Os cimentos tipo IV têm na sua constituição 35% de cinzas de Sines, mas a percentagem de cinzas assinalada no gráfico diz respeito apenas à substituição de cimento tipo IV por cinzas P. Mais uma vez se observou que nalgumas argamassas com cinzas P ocorreu uma pequena expansão inicial que não se verificou nas argamassas sem estas cinzas. Também nestes cimentos a menor expansão ocorreu nas argamassas com maiores dosagens de cinzas P. Em geral a retracção nas argamassas com a mesma dosagem de cinzas foi similar, mas nas misturas fabricadas com cimento B obtiveram-se valores ligeiramente mais reduzidos. Em geral a uma maior dosagem de cinzas correspondeu uma menor retracção. Como excepção verificou-se que a retracção da argamassa com fabricadas com cimento IV 32,5 (B) e com 50% de cinzas foi superior à retracção da argamassa com 30% de cinzas e fabricada com o mesmo cimento. Note-se que a resistência da argamassa fabricada com cimento tipo IV 32,5 (B) e com 50% de cinzas tem uma resistência à compressão de 15,4 MPa aos 90 dias, cerca de metade da resistência da argamassa com o mesmo cimento e com 30% de cinzas, 30,0 MPa aos 90 dias, o que pode ter contribuído para existir retracção mais elevadas nestes provetes, devido à estrutura mais débil da argamassa.

Na figura 3.34 compara-se a retracção de argamassas fabricadas com cimento tipo IV 32,5, que contém cerca de 35% de cinzas de Sines, com a retracção de uma argamassas fabricada com cimento tipo I 32,5 R (A) e com 30% de cinzas volantes S. Como já se tinha verificado nos

resultados da resistência à compressão e à flexão, os resultados da retracção obtida nas argamassas com cimentos tipo IV e na argamassa fabricada com cimento tipo I e cinzas são relativamente próximos. Todavia a um ano a retracção da argamassa fabricada com cimento tipo I é um pouco inferior à retracção das argamassas fabricadas com cimento tipo IV. A diferença pode ser devida principalmente à distinta dosagem de água das argamassas já que com o cimento tipo I a relação A/L foi de 0,478 e com os cimentos tipo IV de 0,500.

Nas figuras 3.35 a 3.37 apresenta-se a retracção de argamassas fabricadas com dosagem de cimento I 32,5R (A) constante e com diferentes adições de cinzas S. Da análise das extensões apresentadas nas três figuras pode notar-se que a retracção aumenta quando a dosagem de cimento cresce de 225 g para 382,5 g. Porém, como simultaneamente com o aumento da dosagem de cimento existe também uma variação da adição de cinzas e da dosagem de água, a variação da retracção não pode ser atribuída só à variação da dosagem de cimento. Como se verificou noutros ensaios em que se manteve a dosagem de ligante constante, a retracção das argamassas com dosagens de cinza inferior ou igual a cerca de 30% aumenta com a dosagem de cinzas, como se pode observar na figura 3.35. Na figura 3.36 observa-se que nas argamassas com adição de cinzas entre 30% e 56,3% a retracção não sofreu alteração muito significativa. Na figura 3.37 está apresentada a retracção de argamassas com 50%, 66,6% e 75% de cinzas. Neste caso a uma maior dosagem de cinzas correspondeu uma menor retracção inicial, mas a 1 ano de idade a retracção é praticamente idêntica nas três argamassas.

Como já se tinha verificado na figura 3.31, caso em que se substituiu cimento por cinzas, também nestas figuras, 3.35 a 3.37, com adição de cinzas, observou-se que a variação da dosagem de cinzas S alterou de forma mais significativa a retracção a curto prazo do que a longo prazo.

Em resumo os valores da retracção observados sugerem que só com a substituição de dosagens elevadas de cimento por cinzas volantes, da ordem dos 50% ou mais, se obtém uma diminuição significativa da retracção das argamassas expostas ao ar. Quando a dosagem de cinzas é da ordem dos 30% do ligante pode até existir um aumento da retracção, relativamente à argamassa sem cinzas. Nas argamassas fabricadas com cimento tipo IV, já com cinzas incorporadas no cimento, a introdução de qualquer dosagem de cinzas fez diminuir a retracção.

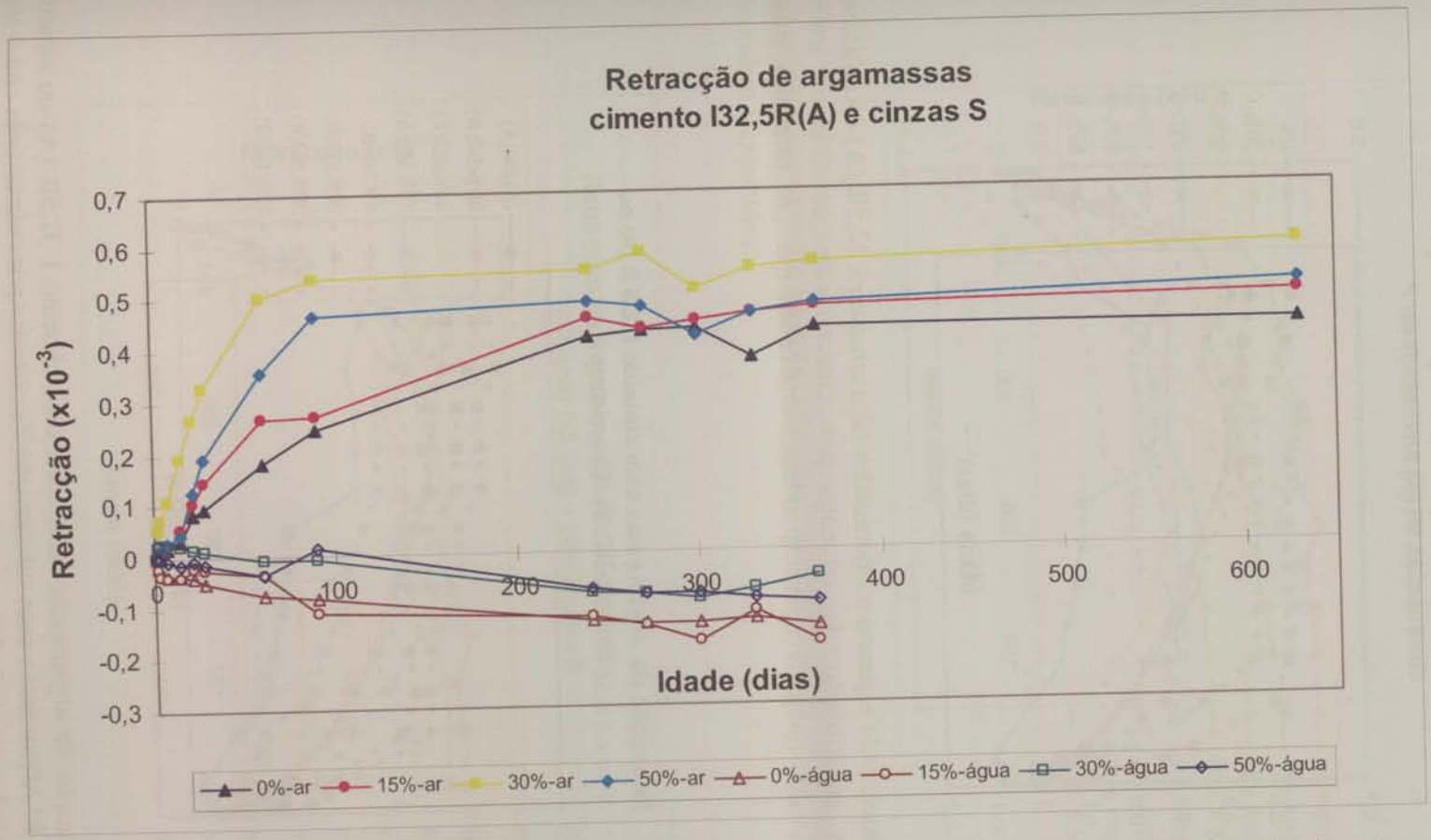


Figura 3.30– Retracção de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R(A) e cinzas S. Argamassas com substituição de cimento por cinzas, com consistência constante (esp.=90±4%). Os valores negativos correspondem a expansões

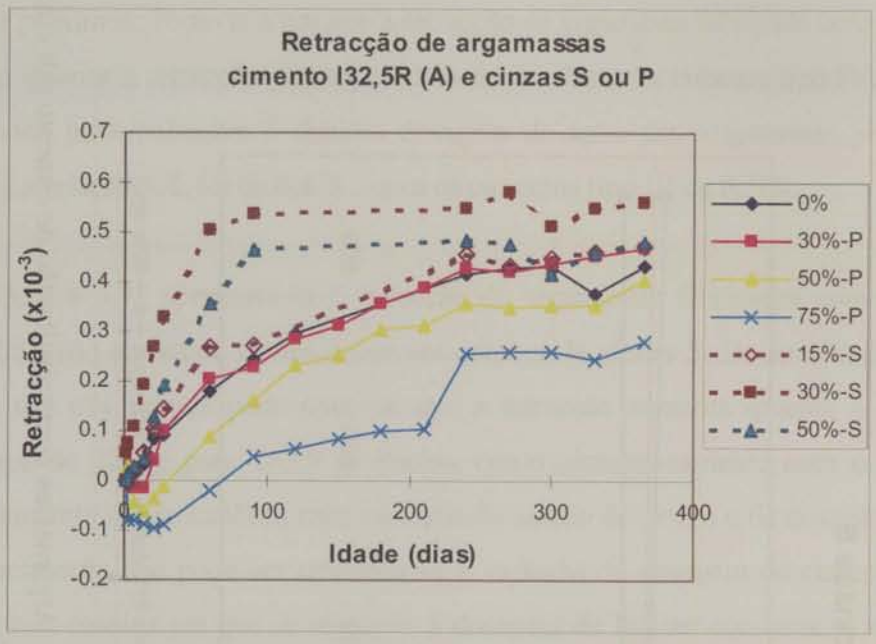


Figura 3.31 – Retracção de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) e cinzas S ou P. Argamassas com substituição de cimento por cinzas, com consistência constante (esp.=90±4%). Os valores negativos correspondem a expansões.

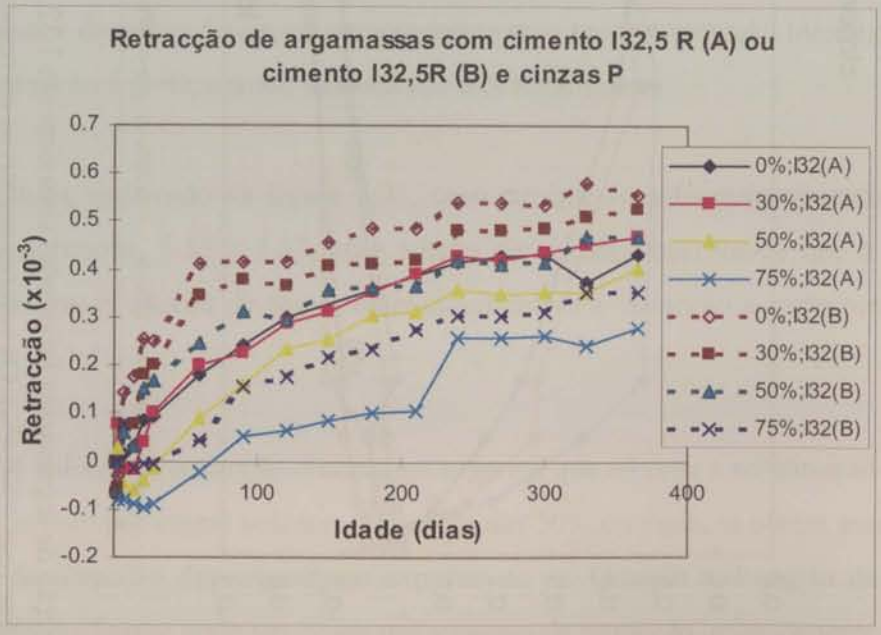


Figura 3.32 – Retracção de argamassas fabricadas com cimento I 32,5R (A) ou cimento I 32,5R (B) e cinzas P. Argamassas com substituição de cimento por cinzas, com consistência constante (cimento A, esp.=90±2%; cimento B, esp.=69±1%). Os valores negativos correspondem a expansões.

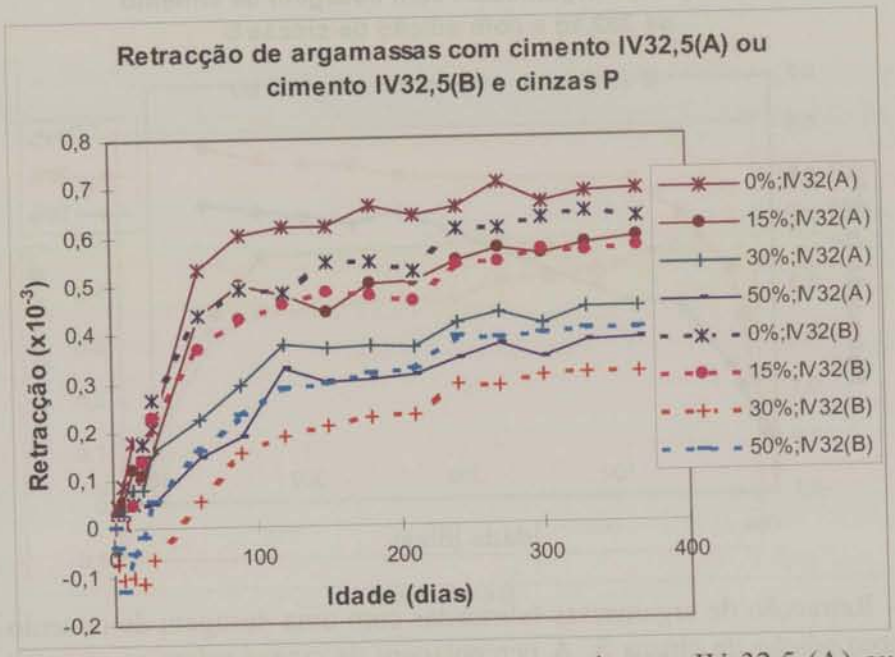


Figura 3.33– Retracção de argamassas fabricadas com cimento IV 32,5 (A) ou cimento IV 32,5 (B) e cinzas P. Argamassas com substituição de cimento por cinzas, com consistência constante (cimento A, esp.=96±1%; cimento B, esp.=78±1%). Os valores negativos correspondem a expansões.

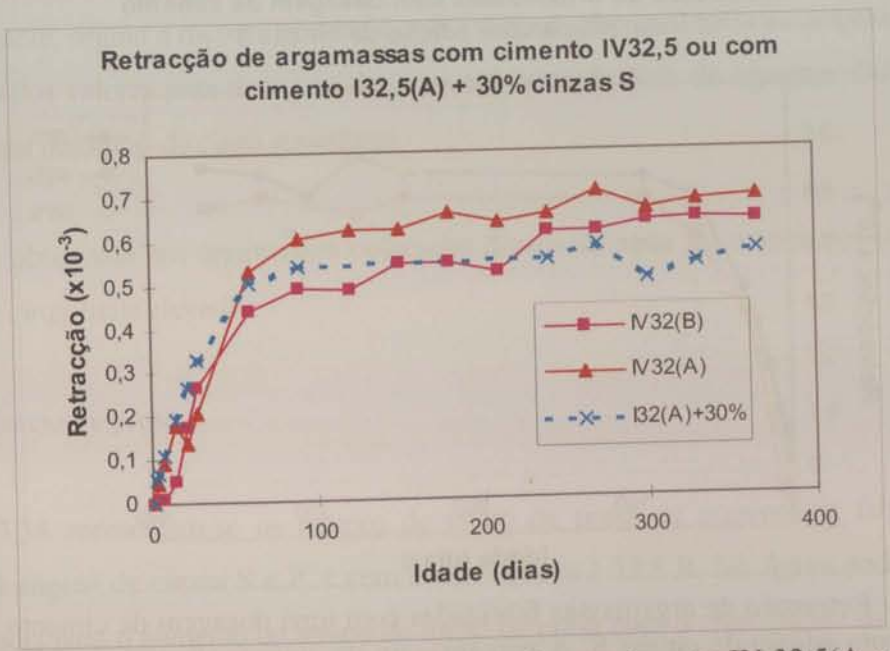


Figura 3.34 – Retracção de argamassas fabricadas só com cimento IV 32,5(A ou B) ou com 70% de cimento I 32,5(A) e 30% de cinzas S (cimento I, esp.=88%; cimento IV(A), esp.=95%; cimento IV(B), esp.=79%).

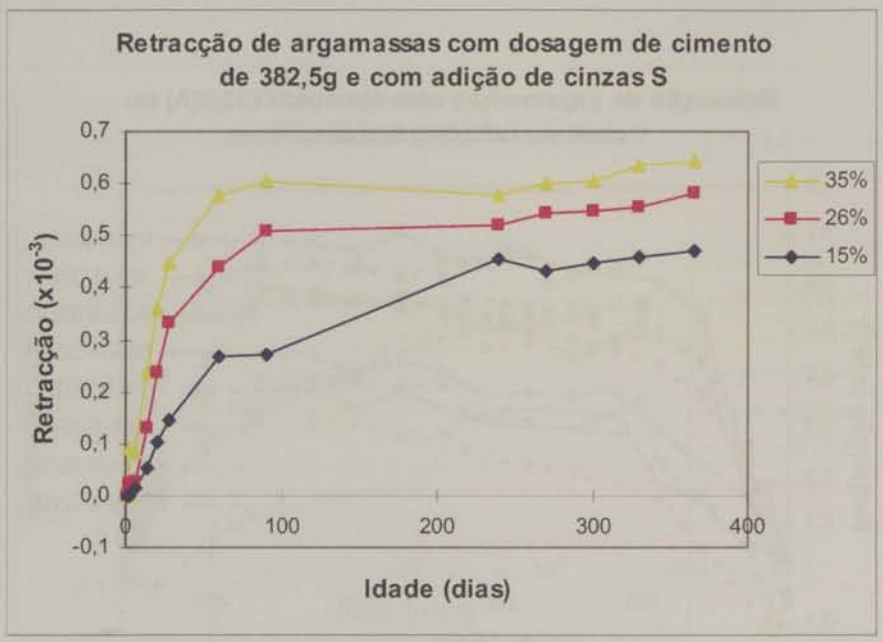


Figura 3.35 – Retracção de argamassas fabricadas com uma dosagem de cimento I32,5R(A) constante e com adição de cinzas S. A percentagem de cinzas refere-se ao total de ligante. Argamassas com consistência constante e relação cimento/areia=0,283 (esp.=88±2%). Os valores negativos correspondem a expansões.

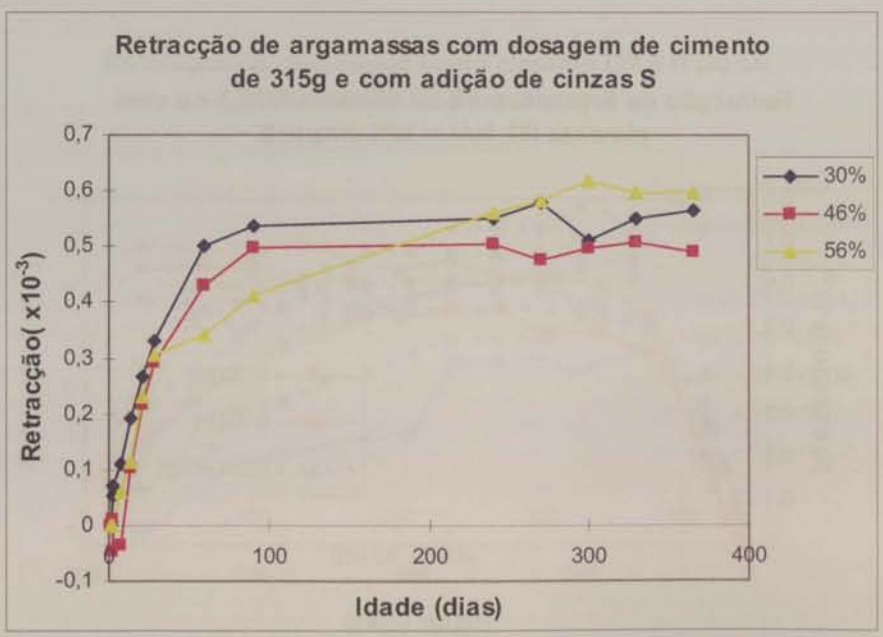


Figura 3.36 – Retracção de argamassas fabricadas com uma dosagem de cimento I32,5R(A) constante e com adição de cinzas S. A percentagem de cinzas refere-se ao total de ligante. Argamassas com consistência constante e relação cimento/areia=0,233 (esp.=89±1%). Os valores negativos correspondem a expansões.

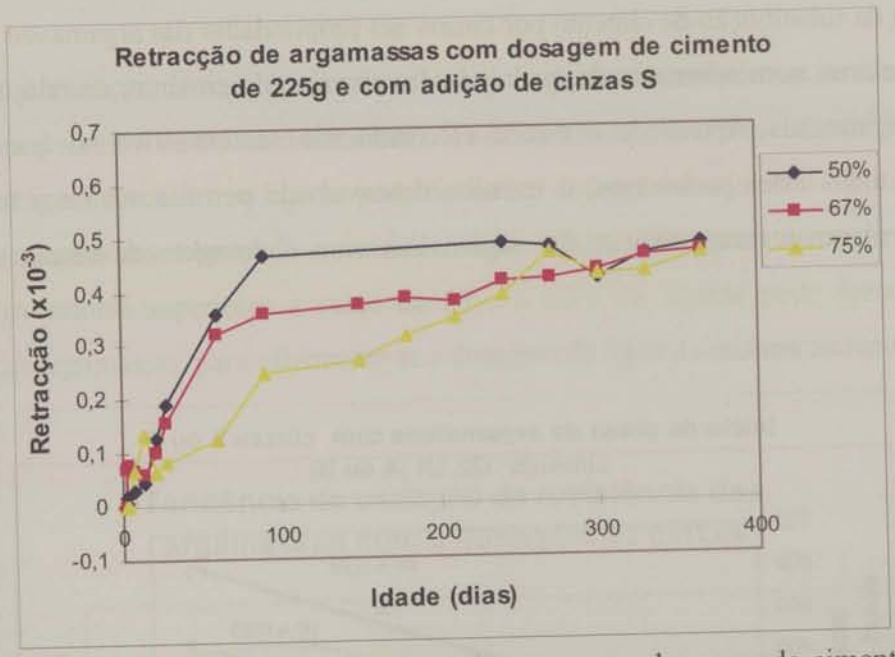


Figura 3.37 – Retracção de argamassas fabricadas com uma dosagem de cimento I32,5R(A) constante e com adição de cinzas S. A percentagem de cinzas refere-se ao total de ligante. Argamassas com consistência constante e relação cimento/areia=0,167 (esp.=90±2%). Os valores negativos correspondem a expansões.

Nalguns casos a variação observada na retracção a 1 ano, com a variação da percentagem de cinzas no ligante, seguiu a mesma tendência que a variação da resistência à compressão, ou seja, um aumento dos valores para dosagens de cinza até cerca de 30% do ligante e diminuição dos resultados para dosagens de cinza superiores.

A expansão observada nas argamassas colocadas dentro de água foi menor nos provetes com dosagens de cinza mais elevadas.

3.5.1.5.3 - Início de presa

Na figura 3.38 apresentam-se os tempos de início de presa de argamassas fabricados com diferentes dosagens de cinzas S e P, e com dois cimentos I 32,5 R. Na figura pode ver-se uma clara tendência para o aumento do tempo de início de presa com o crescimento da percentagem de cinzas no ligante, podendo atingir cerca de 10 horas nas argamassas com 75% de cinzas.

3.5.1.6 – Conclusões dos estudos sobre argamassas

A influência da substituição de cimento por cinzas nas propriedades das argamassas depende de inúmeros factores, nomeadamente da qualidade das cinzas e do cimento, da relação A/C e da idade das argamassas. Apesar de o estudo efectuado não ser exaustivo no que se refere à variação de todos estes parâmetros, o trabalho desenvolvido permite avaliar a tendência de variação de algumas características das argamassas com a dosagem de cinzas volantes no ligante.

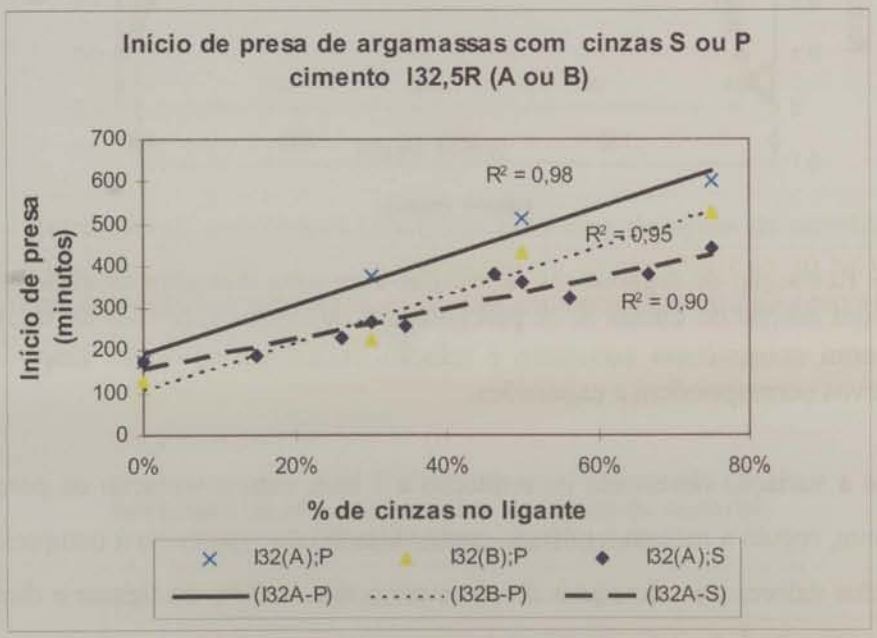


Figura 3.38 - Início de presa de argamassas fabricadas com cimento I32,5R (A e B) e com cinzas S e P.

Dos resultados obtidos nas argamassas fabricadas com cinzas volantes, S e P, e com areia normalizada CEN, EN 196-1, pode concluir-se o seguinte.

A variação da resistência à compressão e à flexão de argamassas com a substituição de cimento por cinzas volantes, mantendo a consistência constante e para idades superiores ou iguais a 90 dias, tem uma configuração semelhante à apresentada na figura 3.39. A percentagem de cinzas que corresponde ao ponto máximo da curva apresentada depende da idade e das características das cinzas e do cimento, mas situa-se em geral entre 15% a 30%. O maior valor da percentagem de cimento que se pode substituir por cinzas, sem diminuição da resistência da argamassa a 1 ano de idade, é de cerca de 50% do ligante. Em todas as argamassas testadas a substituição de cimento por cinzas além de 30% conduziu a diminuição da resistência à compressão aos 90 dias

de idade. Quando a substituição de cimento por cinzas é muito elevada, próxima de 75% do ligante, a resistência das argamassas aos 28 e aos 90 dias é muito reduzida.

A tendência de variação da resistência com a dosagem de cinzas mantêm-se no caso da adição de cinzas para dosagens de cimento constantes. Todavia neste caso o crescimento da resistência com a percentagem de cinzas no ligante pode dar-se até dosagens de cinzas de cerca de 35% ou até um pouco superiores. Mantendo a consistência e a dosagem de cimento constantes a adição de cinzas em valores superiores a cerca de 50% a 60% do ligante pode fazer diminuir a resistência das argamassas, particularmente se a dosagem de água da mistura aumentar.

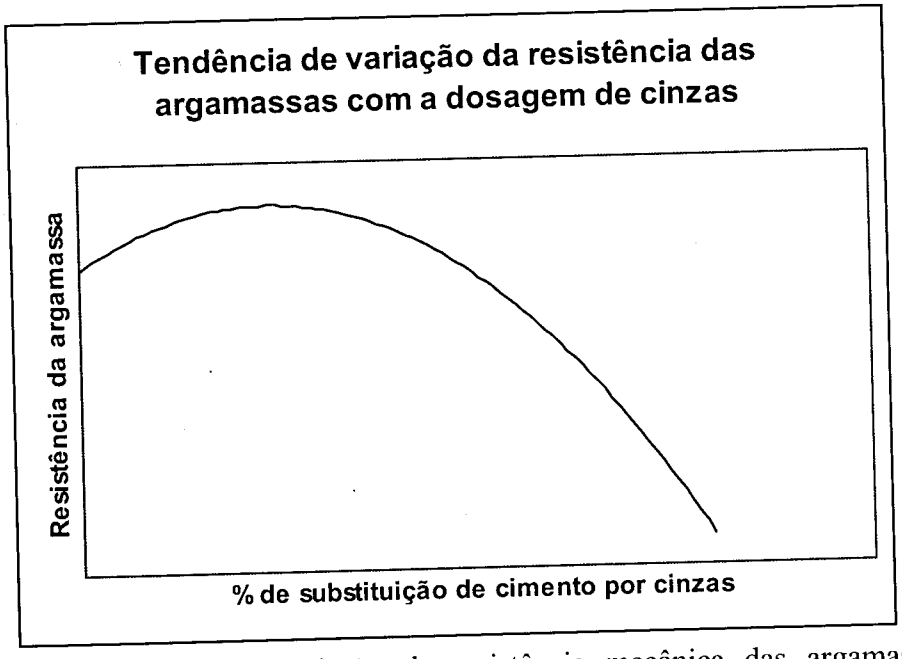


Figura 3.39 – Tendência de variação da resistência mecânica das argamassas com a percentagem de substituição de cimento por cinzas.

Apesar de não se ter efectuado exaustivamente testes iguais para cimentos e cinzas de origens distintas, os resultados obtidos sugerem que as tendências de variação se mantêm independentemente da origem do cimento e das cinzas.

Os limites atrás referidos, para as dosagens de cinzas no ligante, podem ser mais elevados no BCC, relativamente aos referidos para argamassas, devido ao efeito físico das cinzas no aumento da trabalhabilidade ou no preenchimento de vazios. Efectivamente, para além de na argamassa de referência não existirem inertes grossos, a areia utilizada nesta argamassa é muito bem graduada e os seus grãos têm uma forma regular e arredondada, factores que podem fazer diminuir o efeito benéfico da adição de cinzas volantes em proporções elevadas. Assim, é possível que a utilização de cinzas no betão em proporções superiores a 60% do ligante seja

vantajosa, particularmente se resultar na diminuição da dosagem de água da mistura.

Se numa argamassa fabricada só com cimento a resistência a 1 ano de idade pouco difere da resistência a longo prazo, numa argamassa com 50% de cinzas isso já não se passa da mesma forma porque existem ainda muitas partículas de cinza que não reagiram e, se continuarem a existir condições para a hidratação ocorrer, a resistência pode ainda aumentar significativamente. Nas argamassas com 50% de cinzas a resistência pode ser similar à resistência de argamassas fabricadas sem cinzas principalmente por duas razões: devido ao efeito lubrificante das cinzas a dosagem de água na argamassa com cinzas é inferior; o volume de ligante na argamassa com cinzas é superior porque a massa volúmica das cinzas é inferior à massa volúmica do cimento. Assim, a eficiência das cinzas depende também da sua maior ou menor capacidade de lubrificar a mistura, que por sua vez depende da forma e granulometria dos grãos das partículas da argamassa ou do betão.

Os coeficientes de endurecimento observados nas argamassas mostram que o crescimento da dosagem de cinzas não altera significativamente a resistência a curto prazo, mas a longo prazo faz aumentar consideravelmente a resistência mecânica.

A retracção de argamassas, conservadas ao ar, em que se substituiu cimento por cinzas em dosagens inferiores a cerca de 30% do ligante não foi, a 1 ano, muito diferente da retracção de argamassas sem cinzas volantes, tendo-se verificado, nalguns casos, um aumento da retracção. Nas argamassas em que a dosagem de cinzas incluída no ligante foi superior a cerca de 30% observou-se uma diminuição da retracção com o aumento da dosagem de cinzas, para qualquer idade inferior ou igual a 1 ano. Nas argamassas com 75% de cinzas a retracção é relativamente pequena e, a 1 ano de idade, pode ser inferior a metade da retracção obtida em argamassas fabricadas com cerca de 30% de cinzas volantes no ligante.

Nas argamassas conservadas dentro de água a substituição de cimento por cinzas S fez diminuir a expansão. Esta menor expansão das argamassas com cinzas pode eventualmente ser devida à menor dosagem de cimento presente nestas argamassas por haver menos produtos de hidratação.

O aumento da dosagem de cinzas no ligante retarda o início de presa das argamassas. Apesar da relação A/L diminuir com o aumento da dosagem de cinzas, observa-se em geral um aumento da

relação A/C. Este aumento pode ser a causa principal do retardamento do início de presa nas argamassas.

3.5.1.7 – Comparação com outros estudos experimentais sobre argamassas com cinzas volantes

No âmbito do uso de cinzas volantes no betão convencional têm sido desenvolvidos muitos estudos sobre a optimização da incorporação de cinzas volantes no ligante. Nas aplicações de cinzas no BCC existem também alguns trabalhos publicados que, pela metodologia similar adoptada, podem ser comparados aos efectuados neste trabalho.

Num estudo muito interessante sobre cinzas volantes produzidas em Espanha, efectuado por Madrazo e al. [162], são apresentados resultados de ensaios de resistência à compressão, de resistência à flexão, de porosidade, de permeabilidade ao oxigénio e de permeabilidade à água sobre argamassas com diferentes dosagens de cinzas volantes, incorporadas como substituição de parte do cimento tipo I. Foram obtidos, entre outros, os resultados apresentados nas figuras 3.40 e 3.41.

Nesse trabalho chegaram-se às seguintes conclusões: nas argamassas com consistência constante, a resistência aos 180 dias foi semelhante nos provetes sem cinzas volantes e nos provetes com substituição de 60% de cimento por cinzas volantes. Nas argamassas com 20% e 40% de substituição de cimento por cinzas obtêm-se, para consistência constante e consistência variável, resistências aos 2 anos de idade superiores à resistência das argamassas fabricadas só com cimento. Outras conclusões relevantes são apresentadas, nomeadamente relativas à porosidade e à permeabilidade de pastas e argamassas que se tornaria exaustivo descrever, no entanto, uma das conclusões importantes do estudo refere--se à menor porosidade e menor permeabilidade observada nos provetes com cinzas volantes, principalmente nas idades mais avançadas.

Outro estudo sobre cinzas volantes foi exibido no Simpósio internacional de barragens de BCC realizado na China em 1991 [161]. Nesse trabalho foram apresentados resultados de vários ensaios em argamassas fabricadas com diferentes proporções de cinzas volantes no ligante, que incluiu a utilização de cinzas de várias proveniências com características distintas

e em dosagens até 80% do ligante. As argamassas foram preparadas de forma a exibirem consistência constante. As características das cinzas estão apresentadas no Quadro 3.20 e os resultados da resistência à compressão na figura 3.42.

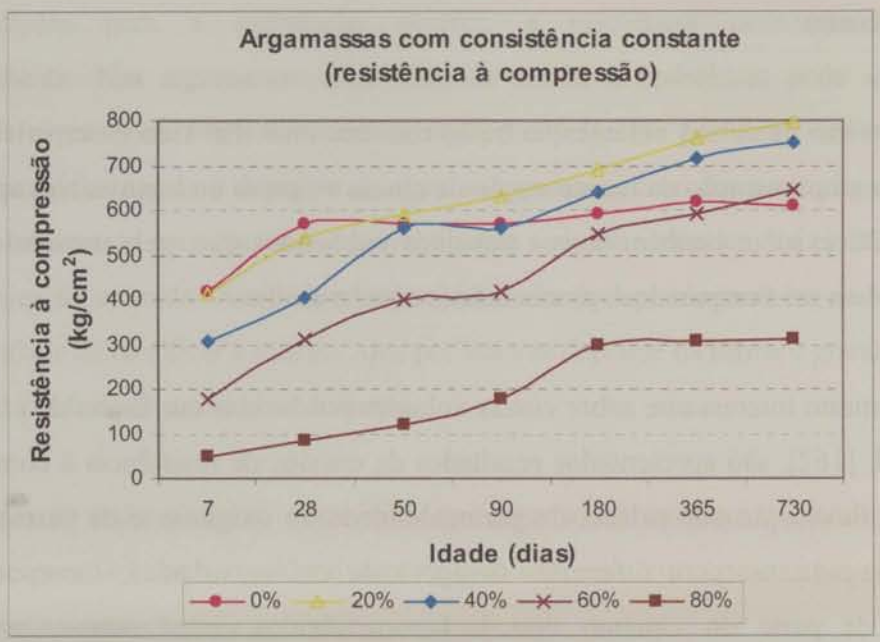


Figura 3.40 – Resistência à compressão de argamassas com consistência constante [162].

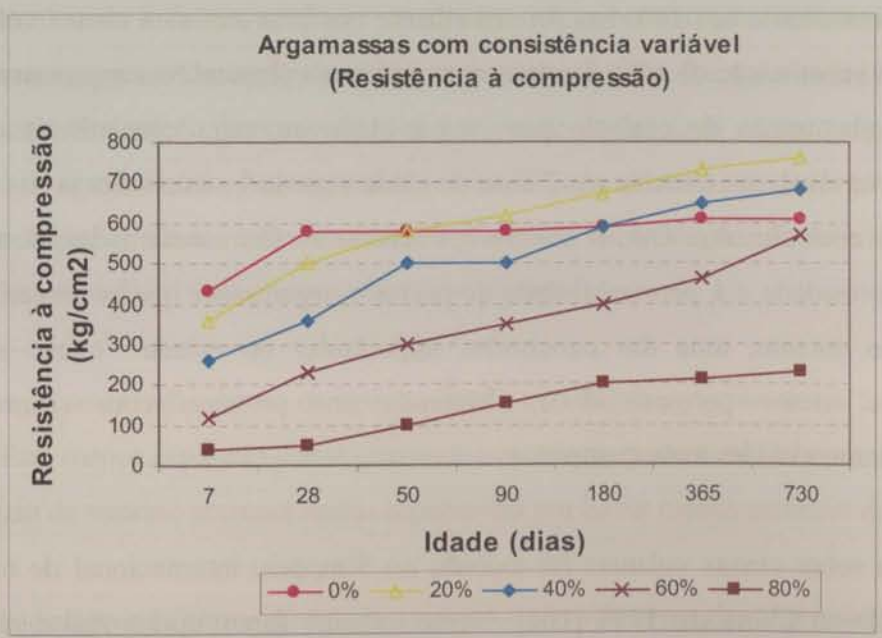


Figura 3.41 – Resistência à compressão de argamassas com consistência variável [162].

Daquele estudo foi apresentada a seguinte conclusão: a dosagem óptima de cinzas no ligante, entendendo-se como óptima a máxima dosagem que pode ser usada numa argamassa sem perda de resistência, relativamente à argamassa sem cinzas, depende da qualidade das cinzas e da idade considerada. No estudo também foram efectuados ensaios de porosidade das argamassas tendo-se concluído que as cinzas podem fazer diminuir o tamanho dos poros nas idades mais avançadas.

Noutro artigo apresentado no mesmo simpósio [163] é referido que a melhor eficiência do ligante, por quilograma de cimento usado, para a maximização da resistência à compressão do BCC a idades avançadas, é obtida com uma dosagem de cinzas de cerca de 66% do ligante. Nesse trabalho é indicado que com dosagens de 60% a 65% de cinzas no ligante a eficiência de cada quilograma de cimento, na resistência à compressão aos 90 dias de idade, é de 0,3 MPa a 0,4 MPa, praticamente o dobro da eficiência do cimento quando usado no betão convencional.

Com base nos estudos apresentados pode concluir-se que não existe um único valor recomendável como o mais adequado, sobre a proporção óptima das cinzas volantes no ligante, válido para todos os betões e todas as cinzas volantes. A dosagem de cinzas deve ser definida em função das suas características e da composição do betão. Com cinzas volantes de Sines ou do Pego, desde que as características sejam semelhantes às obtidas nos lotes utilizados no estudo experimental desenvolvido para este trabalho, quando se usam proporções superiores a cerca de 50% do ligante não se observa aumento da resistência à compressão ou à flexão a idades não superiores a 1 ano, relativamente a argamassas sem cinzas. Esta conclusão refere-se a argamassas preparadas de acordo com a norma NP EN 196-1. Assim é possível que em betões se possa chegar a conclusões distintas, particularmente se o efeito lubrificante das cinzas actuar de forma diferente, aumentando ou diminuindo a dosagem de água da mistura.

Quadro 3.20 – Características de cinzas volantes [162]

Cinzas	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	p.fogo	Finura*
FA1	51,54%	26,80%	5,70%	1,68%	1,24%	0,53%	5,29%	1,50%
FA2	55,96%	19,70%	9,27%	5,18%	1,97%	0,50%	0,55%	11,48%
FA3	51,85%	28,80%	5,98%	1,69%	1,06%	0,26%	4,88%	6,40%
FA4	38,57%	19,38%	16,70%	2,55%	1,18%	0,31%	17,41%	18,40%

* retido no peneiro de 80 μm

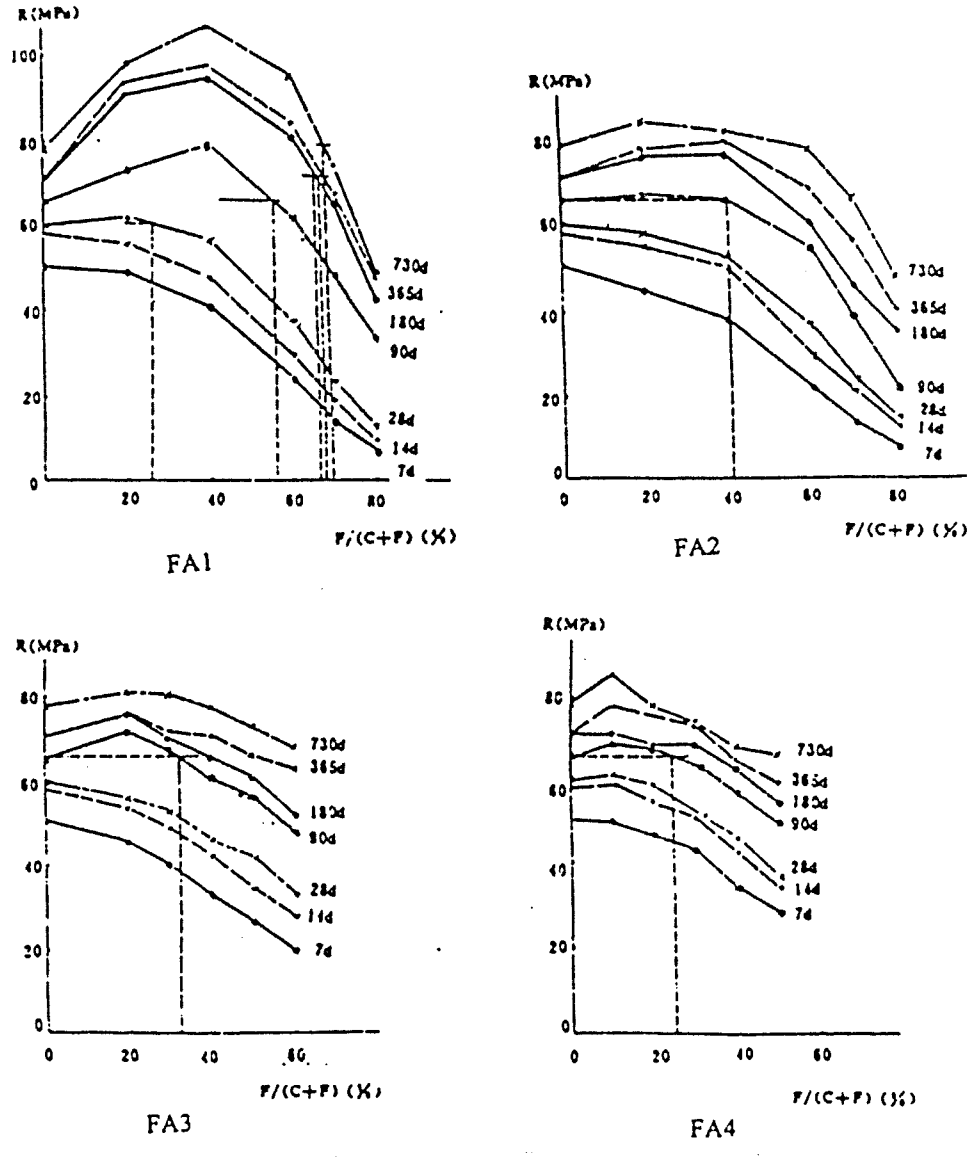


Figura 3.42 – Resistência à compressão de argamassas fabricadas com 4 diferentes cinzas volantes.

3.5.2 - Estudo sobre a influência dos componentes nas características dos betões

3.5.2.1 – Generalidades sobre a formulação dos betões para os estudos experimentais

A optimização da composição dos betões estabelece-se em duas vertentes: a selecção dos componentes a utilizar e a definição da proporção de cada um deles na mistura. A selecção dos componentes está em geral limitada aos recursos disponíveis nos locais de execução das obras e é ainda condicionada pelas características exigidas ao betão. Após a selecção dos componentes, a optimização da dosagem é normalmente efectuada seguindo uma

determinada rotina. Existem muitos métodos sistemáticos de optimização que, como atrás foi referido, se podem basear em conceitos distintos sobre a melhor forma de obter a composição mais adequada. Nas obras construídas a variedade de composições adoptadas reflecte também as diferentes abordagens do problema, podendo considerar-se que não existe nenhum método aceite de forma consensual como o mais adequado. Para esta parte do trabalho não foi seguida nenhuma rotina de optimização para obter as composições usadas porque se pretendeu avaliar a influência da variação de vários parâmetros da mistura.

Um dos princípios básicos seguidos no desenvolvimento do trabalho experimental foi a consideração do BCC como um betão, com características específicas próprias. Assim as misturas de BCC foram formuladas para terem uma consistência no estado fresco adequada, com uma dosagem de pasta suficiente para envolver todas as partículas do inerte, e, no estado endurecido, terem características variáveis de resistência e permeabilidade. Esta metodologia difere da que se baseia em princípios geotécnicos, particularmente no que se refere à consistência do betão no estado fresco. No estado fresco não se procura que os betões tenham a máxima massa volúmica aparente seca, objectivo a atingir na formulação geotécnica, mas define-se a composição de forma a produzir um betão que tenha uma consistência tal que permita ser compactado com os equipamentos disponíveis, normalmente cilindros vibradores, e que apresente uma estrutura homogénea e sem vazios. Neste caso a massa volúmica não é uma variável usada no controlo da composição mas presume-se que a massa volúmica especificada será atingida desde que não exista excesso de vazios no betão e se escolham os inertes adequados. Na definição das dosagens dos componentes os parâmetros de controlo são a consistência do betão no estado fresco e as características do betão endurecido. As características do betão que usualmente são especificadas nos projectos de BCC são a resistência à compressão, a resistência à tracção, a resistência ao corte, a massa volúmica, a permeabilidade e a elevação de temperatura do betão.

O procedimento usado para estabelecer cada composição a estudar foi o seguinte:

1 - definição dos materiais a utilizar;

2 - definição da dosagem de ligante e da relação F/(C+F);

3 - definição da curva granulométrica de referência dos sólidos no betão;

4 - definição da consistência do betão;

5 - determinação da composição que cumpra os requisitos definidos nos pontos 1 a 4.

Os parâmetros da composição foram definidos de forma a estudar a influência variação da dosagem de um só componente na mistura, mantendo a consistência constante (excepto quando o parâmetro variável foi a consistência do betão).

3.5.2.2 - Escolha dos materiais usados nos estudos experimentais

Num estudo laboratorial em que não estão definidas as características que o betão deve satisfazer não é possível usar os procedimentos especificados por uma determinada rotina já experimentada, por não estar disponível um conjunto de informações necessárias à sua execução. Para estabelecer as composições a estudar foram considerados os seguintes aspectos relativos a possíveis aplicações do material: a utilização dos betões em grandes massas, principalmente em barragens; os materiais a utilizar nas obras portuguesas, nomeadamente os ligantes e os inertes, são os que estão disponíveis no país. As características que poderão ser exigidas ao BCC, em eventuais futuras obras, também podem ser as mais variadas, nomeadamente: resistência à compressão entre 5 MPa a mais de 50 MPa, sem exigências de impermeabilidade ou com reduzido coeficiente de permeabilidade; material resistente ao desgaste ou sem qualquer referência a esta propriedade; resistência à tracção de 0,5 MPa a mais de 2,5 MPa; consistência Vêbê modificado entre 5 s a mais de 40 s, etc.

Os meios disponíveis para a optimização das composições podem ser resumidos da seguinte forma:

variação do tipo e da dosagem de cimento;
variação do tipo e da dosagem de adições;
variação do tipo, da granulometria e da dosagem dos inertes;
uso de adjuvantes.

A variação da reologia do betão fresco pode ser efectuada com o uso de adjuvantes, com a variação da dosagem de água, com a variação da dosagem e do tipo de finos e com a variação da granulometria dos inertes.

A variação das características do betão endurecido pode ser efectuada de várias formas, nomeadamente: alterando a dosagem, a finura ou a composição química do cimento;

alterando as características e a granulometria dos inertes; usando adjuvantes como por exemplo redutores de água, retardadores de presa ou introdutores de ar; variando o tipo e a dosagem de adições, como as cinzas volantes, as escórias, as pozolanas naturais ou a sílica de fumo; modificando as condições de cura; modificando o método e a energia de compactação.

Algumas destas ferramentas são na prática difíceis de utilizar, como por exemplo a alteração da composição química do cimento ou o uso de sílica de fumo, devido ao elevado custo que poderá estar associado. Sobram, no entanto, ainda muitos parâmetros que permitem alterar as características dos betões. A escolha de diferentes componentes permite obter betões muito diferentes mas a variação das dosagens é também um meio poderoso para alterar as características dos betões. Neste trabalho avalia-se o efeito da variação do tipo e da dosagem de constituintes nas propriedades do betão consideradas mais relevantes.

Nos estudos laboratoriais realizados foram seleccionados materiais de origem diferente e que permitiram fabricar betões com características diversas, de forma a ser o mais abrangente possível, dentro dos condicionalismos existentes num trabalho desta natureza.

Os cimentos fabricados em Portugal são os cimentos tipo I, tipo II e tipo IV, das classes de resistência 32,5, 42,5 e 52,5. No caso dos cimentos de elevada resistência inicial é acrescentada à classe de resistência respectiva a letra R, ficando assim designada, como exemplo, 42,5 R. O cimento tipo III não é produzido actualmente em Portugal. As diferenças nas características dos cimentos produzidos são essencialmente devidas a variação da qualidade do clínquer, a diferentes dosagens de fíler ou de cinzas volantes e ainda a diferente grau de moagem. Os cimentos seleccionados para os estudos englobam materiais de diferentes origens, com diferentes quantidades de adições e diferentes finuras.

A grande diversidade de inertes existente no país não permite que se possam fabricar, num estudo laboratorial, betões com todos os tipos de rochas que poderão ser usadas nas futuras obras de BCC. Foram, no entanto, utilizados inertes graníticos, de duas origens, calcários e xistos, que representam inertes de diferentes qualidades e que estão disponíveis em diferentes regiões do país.

As adições existentes em Portugal continental são as escórias de alto-forno, o fíler e as cinzas volantes. Nos estudos efectuados foram utilizados o fíler e as cinzas volantes. O fíler usado

foi o resultante da moagem dos inertes grossos das rochas atrás mencionadas. As cinzas volantes existentes no país são produzidas nas centrais térmicas de Sines, do Pego e da Tapada do Outeiro. Estas últimas são menos adequadas para fabrico de betões devido principalmente ao elevado teor de inqueimados. Nos estudos experimentais foram usadas as cinzas de Sines e do Pego. As escórias de alto forno para serem usadas como adições no betão devem ser finamente moídas, processo que não se encontra implementado para as escórias produzidas em Portugal.

Os adjuvantes utilizados no betão em massa são principalmente de três tipos: redutores da água de amassadura; retardadores de presa; introdutores de ar. Os adjuvantes introdutores de ar têm sido por vezes usados sem eficácia porque o BCC é um betão muito seco, com pouca pasta, o que torna difícil a formação e dispersão pela massa dos pequenos poros úteis para a resistência ao gelo-degelo. Os adjuvantes redutores de água de amassadura são mais eficazes nas misturas com maior dosagem de pasta mas são inúteis em misturas muito secas. Os retardadores de presa são usados para melhorar a ligação entre camadas quando o tempo decorrido entre a colocação das camadas é elevado. Nos trabalhos experimentais foram usados dois tipos de adjuvantes, um plastificante e outro retardador de presa.

3.5.2.3 – Identificação e características dos materiais usados

Nos ensaios experimentais realizados para esta parte do trabalho foram usados os seguintes materiais: 5 cimentos de três origens (A, B e C), representando dois tipos e três classes de resistência; 4 tipos de inertes grossos de 3 rochas distintas; 4 tipos de areia de 3 rochas diferentes; fíler de 4 origens distintas; 2 tipos de adjuvante; água corrente de Lisboa; cinzas volantes do Pego (P). Os inertes foram usados no betão em quatro séries denominadas G2, G3, CB e X4. Os materiais usados estão identificados nos Quadros 3.21 a 3.23. Nas figuras 3.43 a 3.46 mostram-se fotografias dos quatro inertes usados, em que se pode observar todas as fracções incluídas no fabrico dos betões, excepto o fíler usado nas séries G2 e CB. Na série G2 o fíler usado foi obtido por moagem em laboratório da areia britada da mesma série. O fíler da série CB foi um pó de pedra proveniente da mesma pedreira que os inertes grossos calcários ou o produto da moagem de uma areia siliciosa.

Quadro 3.21 - Identificação dos inertes

Origem	Inerte grosso	Areia	Filer	Série
Alenquer (pedreira da carapinha, Calbritas)	calcário	rolada siliciosa	pó de calcário (ou filer silicioso)	CB
Bragança (pedreira da Torre de D. Chama)	granito	granito britado	pó de granito (rico em mica)	G3
Bragança (pedreira de Sortes)	granito alterado	granito britado	pó de granito	G2
Bragança (pedreira da Mogabrita)	xisto verde	xisto britado	pó de xisto	X4

Quadro 3.22 – Identificação dos cimentos

Origem	Tipo	Classe de resistência	Identificação
Cimpor-Alhandra	I	42,5 R	I42,5R(B)
Cimpor-Alhandra	I	32,5 R	I32,5R(B)
Cimpor-Souselas	I	32,5 R	I32,5R(C)
Secil-Outão	IV	32,5	IV32,5(A)
Cimpor-Alhandra	IV	32,5	IV32,5(B)

As características dos cimentos e das cinzas volantes foram já apresentadas na secção 3.5.1.3. Nos Quadros 3.24 a 3.26 apresentam-se as características dos inertes. No Quadro 3.24 apresentam-se as características das rochas de onde foram provenientes os inertes enquanto que os Quadros 3.25 e 3.26 se referem às características das diferentes fracções de cada inerte. No Quadro 3.27 apresentam-se as características dos adjuvantes.

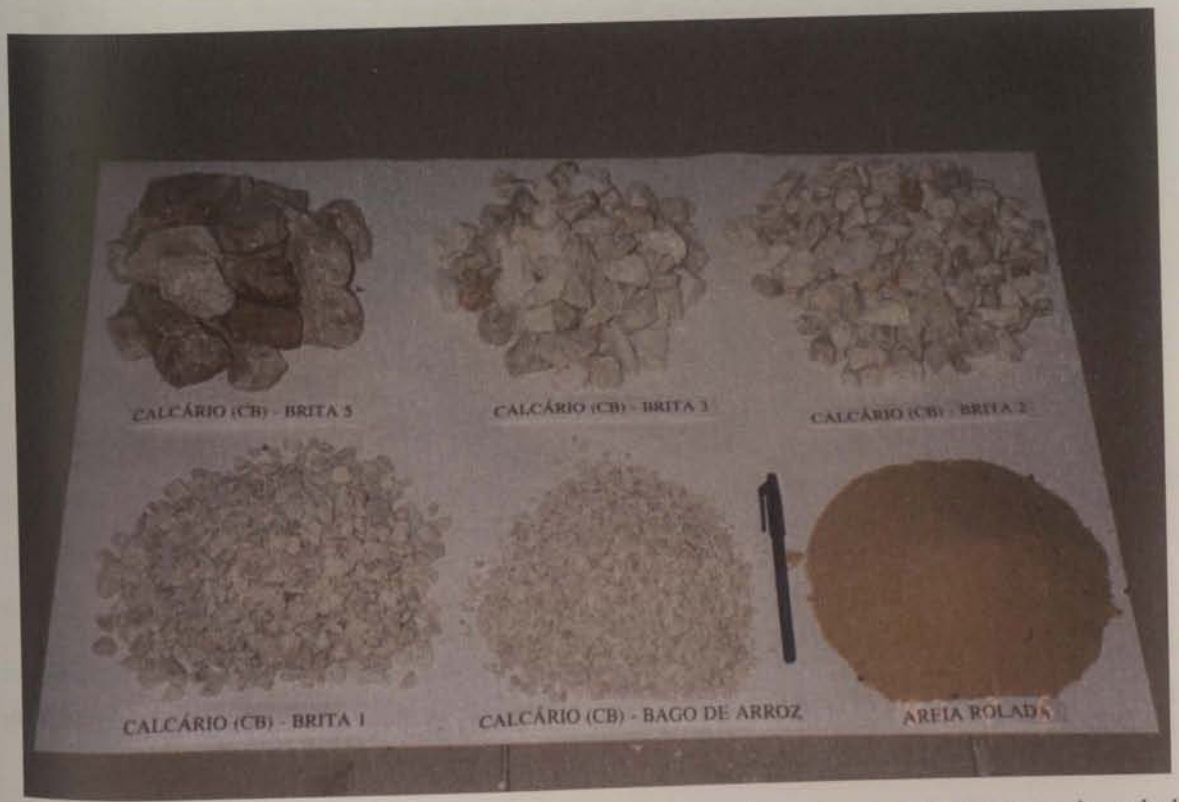


Figura 3.43 – Inertes da série CB, 5 fracções grossas de origem calcária e areia rolada siliciosa.

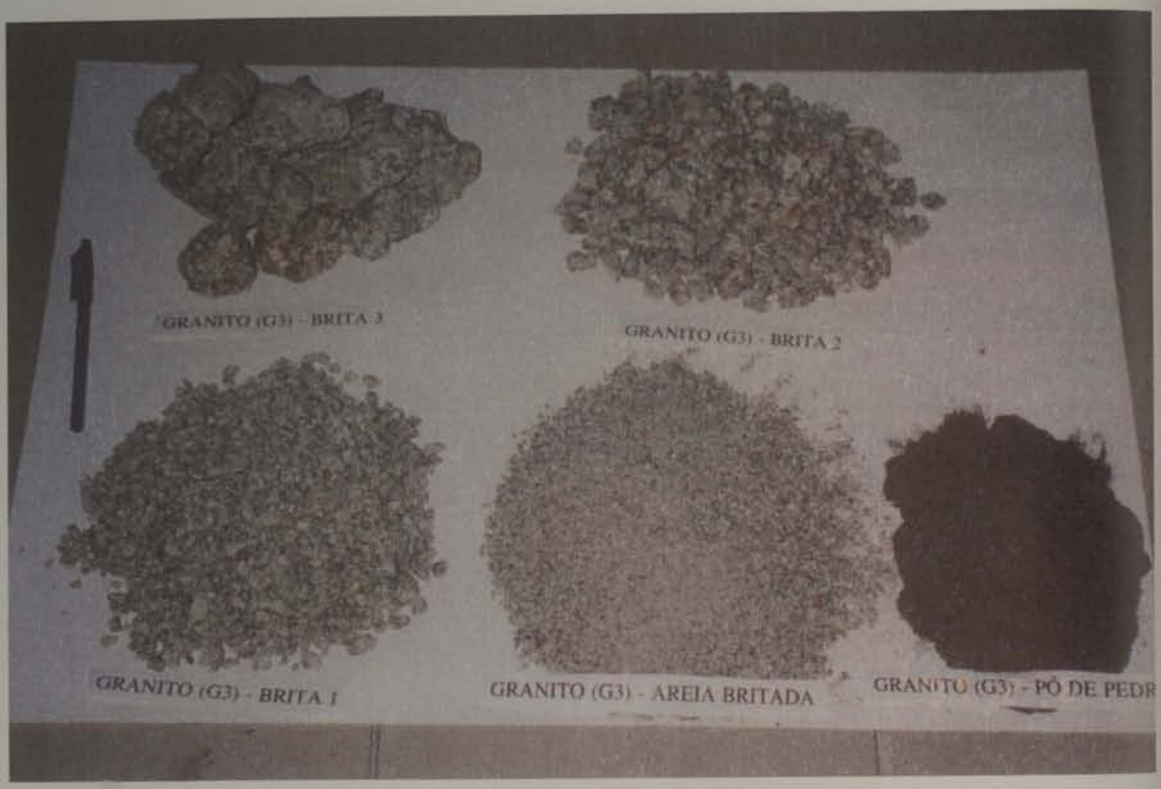


Figura 3.44 - Inertes da série G3, 3 fracções grossas de origem granítica, areia britada e pó de pedra da mesma rocha.

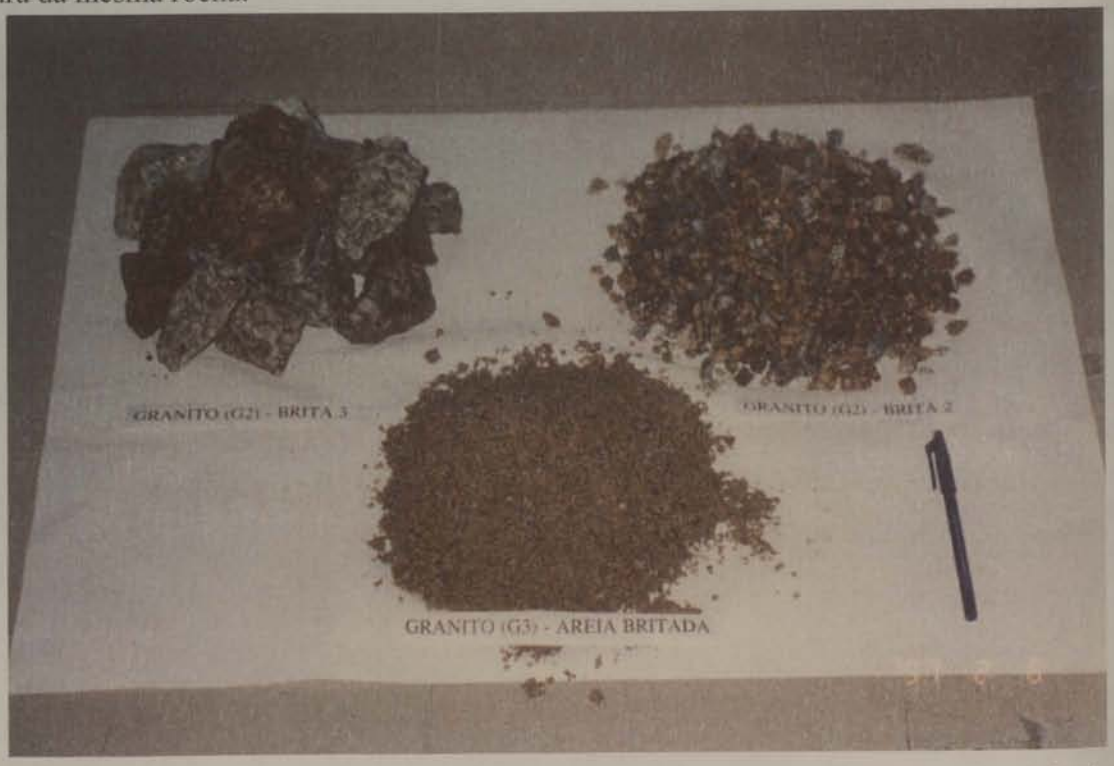


Figura 3.45 – Inertes da série G2[1], 2 fracções grossas de origem granítica e areia britada da mesma rocha siliciosa.

[1] Na figura a areia está mal identificada pois pertence à série G2.

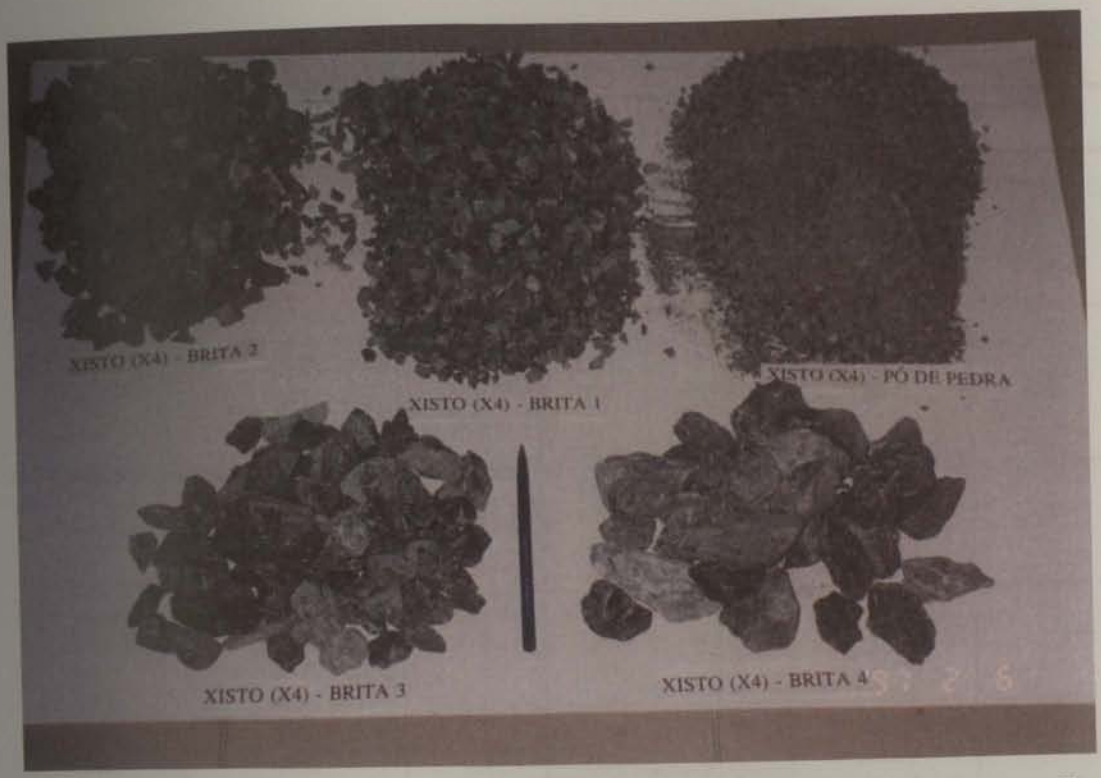


Figura 3.46 - Inertes da série X4, 4 fracções grossas de xisto verde e areia britada com filer da mesma rocha (a areia está identificada na figura como pó de pedra).

Quadro 3.23 – Identificação dos adjuvantes

Adjuvante	Tipo	Componente principal
Pozzolith 390 N	plastificante	linhosulfonatos modificados
Pozzolith 101 R	retardador de presa e plastificante	polímeros hidroxilados e linhosulfonatos modificados

Quadro 3.24 – Características das rochas

Inerte	Resistência ao esmagamento (%)	Resist. à compressão provetes saturados (MPa)	Resist. à compressão provetes secos (MPa)	Mód. de elasticidade (GPa)	Desgaste (mm)
X4	18,7	66,2	83,6	69,8	1,55
G3	24,3	87,9	87,8	29,6	0,60
G2	31,3	-	-	-	-
CB	29,4	96,8	165,2	84,2	2,1

No Anexo D apresentam-se as curvas granulométricas dos inertes. O filer utilizado nos betões fabricados com calcário que se apresentam no capítulo 4, designados como betões TR, não foi o contido no pó de calcário mas sim o produto da britagem da areia siliciosa cuja curva granulométrica está também apresentada no Anexo D. No Anexo E apresenta-se uma análise petrográfica do xisto verde.

Os métodos usados nas determinações efectuadas seguiram as seguintes normas ou especificações:

Quadro 3.25 - Características dos inertes

Inerte	Fracção	Modulo de finura	Dmáx (mm)	Absorção (%)	Massa volúmica (kg/m^3)	Teor de finos (%)
X4	brita 4	8,21	50,8	1,7	2660	0,12
	brita 3	7,46	25,4	1,9	2620	0,20
	brita 2	6,75	19,1	2,1	2620	0,63
	brita 1	5,75	9,52	2,6	2590	0,93
	pó de pedra	3,06	4,76	1,9	2710	13,3
G3	brita 3	8,87	76,2	0,9	2620	0,16
	brita 2	6,94	19,1	1,2	2610	0,6
	brita 1	5,70	9,52	2,0	2560	1,2
	areia	3,76	4,76	0,8	2630	3,5
	pó de pedra	0,38	0,297	-	2630	-
G2	brita 3	8,04	50,8	2,1	2560	0,09
	brita 2	6,66	25,4	2,2	2550	0,17
	areia	3,20	4,76	1,6	2570	3,5
	filer	0,62	0,59	-	2650	-
CB	brita 5	8,6	50,8	0,8	2640	0,16
	brita 3	7,85	38,1	0,9	2650	0,67
	brita 2	6,99	19,1	1,2	2630	0,89
	brita 1	6,18	12,7	1,1	2640	0,71
	bago arroz	5,19	6,35	1,7	2630	2,31
	Areia	1,76	1,19	0,5	2610	1,4
	pó de calcário	2,85	2,36	2,0	2640	-

Quadro 3.26 - Índice volumétrico dos inertes

fracção/ inerte	76,2/50,8	50,8/38,1	38,1/25,4	25,4/19,1	19,1/12,7	12,7/9,5	9,5/6,3	6,3/4,76
X4/brita 4	0,26	0,25	0,21	0,18	0,19	-	-	-
brita 3	-	-	0,3	0,2	0,19	0,13	0,12	-
brita 2	-	-	-	-	0,15	0,15	0,12	0,09
brita 1	-	-	-	-	-	0,18	0,15	0,13
G3/brita 3	0,27	0,25	0,23	-	-	-	-	-
brita 2	-	-	-	-	0,21	0,19	0,22	0,31
brita 1	-	-	-	-		0,30	0,22	0,24
CB/brita 5	-	0,29	0,27	0,25	-	-	-	-
brita 3	-	-	0,31	0,25	0,23	0,18	-	-
brita 2	-	-	-	0,29	0,24	0,26	0,16	0,19
brita 1	-	-	0,22	0,23	0,24	0,28	0,26	0,26

Quadro 3.27 – Características dos adjuvantes

Adjuvante	Massa volúmica (g/ml)	Resíduo seco (%)	Teor de (%)		
			Na_2O	K_2O	Cl^-
Pozzolith 390 N	1,19	39,64	1,56	0,07	0,06
Pozzolith 101 R	1,22	44,63	0,63	0,02	0,02

resistência à compressão da rocha (cubos 5cm de aresta), NP 1040;
resistência ao desgaste da rocha (provetes 6cm x 6cm x 2,5cm), LNEC E 396;
módulo de elasticidade da rocha (prismas 5cm x 5cm x 15cm), método ISRM;
resistência ao esmagamento, NP 1039;
análise granulométrica, NP 1379;
massa volúmica e absorção de inertes grossos, NP 581;
massa volúmica e absorção de areias, NP 954;
massa volúmica do filer, NP 83;
teor de finos, NP 86;
índice volumétrico, LNEC E 223;
massa volúmica de adjuvantes, NP 256;
resíduo seco, NBN 814-02;
teor de Na_2O, (fotometria de chama);
teor de K_2O, (fotometria de chama);
teor de Cl^-, BS 5075 Part 1:1982.

3.5.2.4 - Critérios usados na fixação das dosagens

As composições de BCC usadas nas obras têm variado significativamente, no que se refere à qualidade dos componentes, à dosagem de ligante, à granulometria utilizada, etc., não existindo regras aceites em consenso para formulação dos betões. O objectivo é, no entanto, comum: pretende-se uma mistura que no estado fresco seja colocado e compactado pelos equipamentos tradicionais dos aterros e que no estado endurecido tenha as características exigidas em projecto. No que se refere às características exigidas ao betão, elas também são muito variadas em função do tipo de obra. As variações da composição e das características do betão são consideradas no estudo por variações das dosagens dos componentes. No que se refere à trabalhabilidade do betão, parâmetro muito importante no BCC, descreve-se a seguir, na secção 3.5.2.5, a metodologia utilizada.

Nas diferentes composições estudadas foram adoptados dois critérios que foram seguidos para todos os betões fabricados: a dosagem de água foi fixada de forma a que o betão tivesse uma certa consistência no estado fresco, determinada com o método Vêbê modificado; a

dosagem de cada fracção dos inertes foi definida de forma que a granulometria dos sólidos do betão se aproximasse da granulometria de uma curva de referência. A escolha das dosagens dos componentes foi estabelecida também tendo em consideração que se pretendia avaliar a influência de vários parâmetros da composição. Os parâmetros estudados são abordados na secção 3.5.2.7, na apresentação e análise dos resultados obtidos.

Com os materiais a utilizar definidos, o passo seguinte nos estudos de composição é optimizar as dosagens dos componentes. Como já foi referido, pretendeu-se estudar o efeito da variação dos componentes nas características do betão. Para analisar essa variação é necessário fazer alteração de um só componente, mantendo constantes os outros parâmetros da composição. A variação pode ser do tipo ou da dosagem. Quando se procedeu à alteração do tipo de componente manteve-se as dosagens constantes, excepto a dosagem de água que foi sempre estabelecida de forma a manter a consistência constante. Quando se alterou a dosagem de um componente as dosagens dos restantes vêm também alteradas, por isso é necessário manter constantes outros parâmetros importantes como por exemplo a consistência ou a dosagem de ligante. Os parâmetros que variam e os que são mantidos constantes são apresentados em cada caso analisado.

3.5.2.5 - Determinação da consistência

Como se tem vindo a referir uma das características mais importantes do BCC é a consistência do betão. Assim, um dos aspectos fundamentais para o estudo do BCC em laboratório é definir adequadamente a forma de medição da consistência do betão.

Segundo S. Coutinho [106] a maior ou menor facilidade de um betão ser transportado, colocado, adensado e acabado, e a maior ou menor facilidade com que se desagrega ou segrega durante estas operações é designado pelo termo genérico de trabalhabilidade. Esta noção de trabalhabilidade é bastante vaga, envolvendo uma variedade de propriedades físicas de natureza distinta [106, 164 a 167] e não traduz, portanto, numa grandeza bem definida.

Se a trabalhabilidade fosse uma propriedade intrínseca do betão, então a sua variação com a alteração das dosagens dos componentes, numa mesma família de betões, seria semelhante utilizando métodos de medição distintos. Efectivamente, isso não acontece e é possível obter variações da trabalhabilidade de sinal oposto quando se faz a mesma alteração na dosagem do

betão usando equipamentos diferentes na medição da consistência [95]. De facto os equipamentos usados podem ter diferente sensibilidade às propriedades associadas ao conceito de trabalhabilidade. Sendo assim só é válido classificar a trabalhabilidade de um betão quando se faz referência ao método utilizado no ensaio.

O BCC no estado fresco apresenta um aspecto semelhante ao de um solo ligeiramente húmido. Antes de compactado o BCC não apresenta qualquer fluido visível e o seu manuseamento pode ser efectuado da mesma forma que outro material granular, sendo esta a principal razão de se poderem usar os equipamentos típicos da movimentação e compactação de solos nas obras de BCC.

O volume de pasta neste betão é próximo do mínimo necessário para preencher os vazios entre as partículas dos inertes, sendo por este motivo um material relativamente seco. Na figura 3.47 [168], que representa a variação típica da resistência do betão com a relação A/C, pode observar-se que quando a relação A/C se situa abaixo de um determinado limite a resistência à compressão do betão diminui com a diminuição da dosagem de água, mantendo constante a dosagem de cimento. Este facto deve-se à insuficiência de pasta, ou à reduzida fluidez da pasta, que conduz à formação de vazios no betão. Assim, no tramo da curva a traço descontínuo, à esquerda do ponto máximo da resistência, para um aumento da dosagem de água observa-se uma elevação da resistência do betão, contrariamente ao que em geral ocorre no betão convencional. Para betões com dosagem de água muito reduzida o aumento da quantidade de água além de aumentar o volume de pasta permite conferir maior fluidez à pasta, preenchendo assim mais vazios na estrutura do betão, mantendo constante a energia de compactação.

Como a dosagem de água no BCC é próxima daquela que corresponde ao ponto máximo da curva representada na figura 3.47 as características do betão são muito sensíveis a variações na quantidade de água introduzida, o que aumenta a importância do controlo da consistência do betão durante a sua aplicação em obra ou em laboratório.

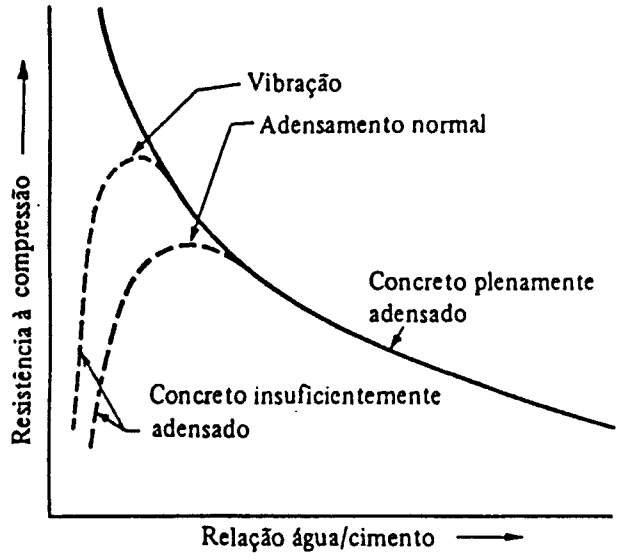


Figura 3.47 – Variação da resistência à compressão do betão com a relação A/C [168].

Para a determinação da consistência do betão convencional existem vários métodos que permitem avaliar misturas com trabalhabilidade muito diferente. Apesar do método mais utilizado para medição da consistência do BCC ser o método Vêbê modificado[1], existem outros métodos de classificar a trabalhabilidade destes betões muito secos. De seguida faz-se uma breve referência a alguns dos métodos existentes.

"Standard Test Methods for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table", ASTM C1170 - 91, Método A

Este método utiliza o equipamento do ensaio Vêbê tradicional. O ensaio é semelhante ao descrito na especificação LNEC E 228, com algumas alterações que, de forma sucinta, se referem de seguida. Na especificação ASTM C1170 a colocação do betão, cerca de 13,4 kg, não se faz através de um molde tronco-cónico mas é feita directamente no recipiente, através de uma espátula, distribuindo a massa de forma a que o betão apresente uma superfície regular. Sobre o disco que assenta na superfície do betão é colocada, durante a vibração, uma sobrecarga de 22,7 kgf. O resultado do ensaio é o tempo necessário para que a pasta preencha o espaço entre o disco que compacta o betão e a parede do recipiente, formando um anel à volta do disco. O esquema do ensaio está apresentado na figura 3.48.

[1] A designação Vêbê modificado refere-se aos métodos de medição da consistência que utilizam a mesa Vêbê. As modificações, relativamente ao ensaio Vêbê tradicional, consistem principalmente na sobrecarga de compactação e na forma de colocar o betão no recipiente.

"Standard Test Methods for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table", ASTM C1170 - 91, Método B

Este método é semelhante ao anterior mas é usado para betões menos secos. Quando o tempo Vêbê, medido pelo método anterior, é inferior a 5 segundos deve seguir-se o método B que difere do anterior apenas na sobrecarga de compactação. Neste método não é aplicada qualquer carga sobre a superfície do betão e o tempo Vêbê é o decorrido entre o início da vibração e a formação de um anel de pasta no perímetro de contorno da superfície do betão, em contacto com o recipiente.

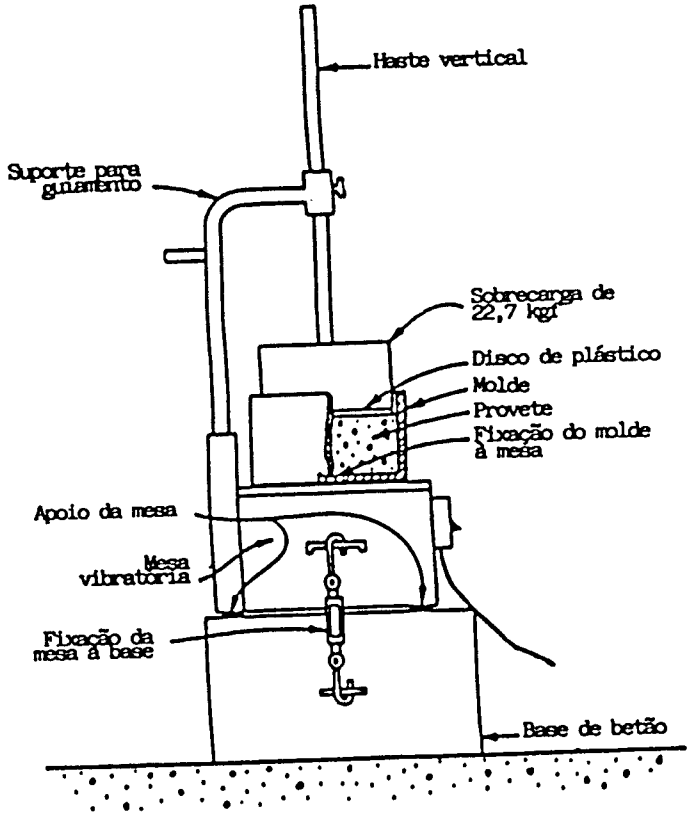


Figura 3.48 – Equipamento usado no ensaio ASTM C1170.

Método de medição da consistência de BCC desenvolvido pelo US Army Corps of Engineers [87]

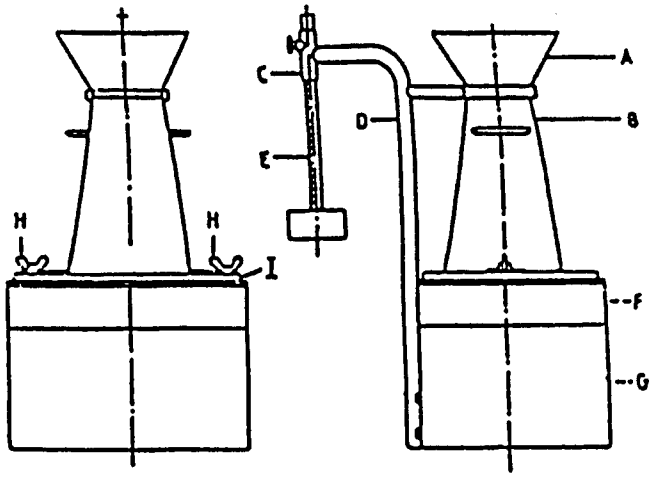
Este método é semelhante aos descritos na norma ASTM C1170. A principal diferença entre o método desenvolvido pelo USACE e o método A da norma ASTM reside na sobrecarga de compactação que neste caso é de 9,1 kgf.

Método de medição da consistência do BCC preconizado no projecto nacional francês BaCaRa [169]

Neste método usa-se também o equipamento do ensaio Vêbê tradicional mas adoptam-se alguns procedimentos distintos dos utilizados na norma ASTM. Os inertes com dimensão superior a 40 mm são retirados da amostra. O betão crivado é colocado no recipiente em duas camadas de 9 kg de BCC apiloadas com 25 pancadas cada. A sobrecarga de compactação colocada sobre o disco é de 20 kgf. O tempo Vêbê é também o decorrido entre o início de vibração e o aparecimento de um anel de pasta entre o disco e o molde.

Método Cabrera modificado [170, 171]

Este método usa a mesa Vêbê para vibrar uma amostra de betão colocada num molde tronco-cónico, idêntico ao usado no ensaio de abaixamento do cone de Abrams, em vez do recipiente usado no ensaio Vêbê tradicional. Sob o molde tronco-cónico e por cima da mesa Vêbê é colocada uma base de borracha para evitar a perca de pasta durante a vibração, como está apresentado na figura 3.49. O betão é colocado no molde em 3 camadas apiloadas com 25 pancadas cada. Sobre a superfície do betão é colocado um peso de 4 kgf. O conjunto é submetido a um tempo fixo de vibração e é medido o abaixamento sofrido pela superfície do betão.



A – alonga para enchimento; B – molde tronco-cónico; C – guia;
D – suporte da guia; E – escala; F – mesa vibratória; G – motor;
H – fixação do molde à mesa; I - placa de borracha.

Figura 3.49 – Equipamento usado no ensaio Cabrera modificado [171].

Método UC (Universidade de Cantabria) [149]

Este método consiste essencialmente em medir o abaixamento da superfície de uma amostra de betão colocada num molde cilíndrico, sujeita a uma sobrecarga e a uma vibração. A vibração é transmitida pela mesa Vêbê, o diâmetro do molde é de 15 cm e a altura de 30 cm, e a sobrecarga é de 8,5 kgf. O betão é colocado no molde através de uma espátula e o procedimento de colocação passa por apoiar a espátula sobre uma alonga, colocada por cima do molde, e verter o betão para o molde sem compactação. Depois do molde estar cheio, e após o betão superficial estar nivelado, este é sujeito a uma vibração durante um período de tempo fixo e o resultado do ensaio é o abaixamento sofrido pela superfície do betão, expresso em milímetros UC. A figura 3.50 mostra o esquema do ensaio.

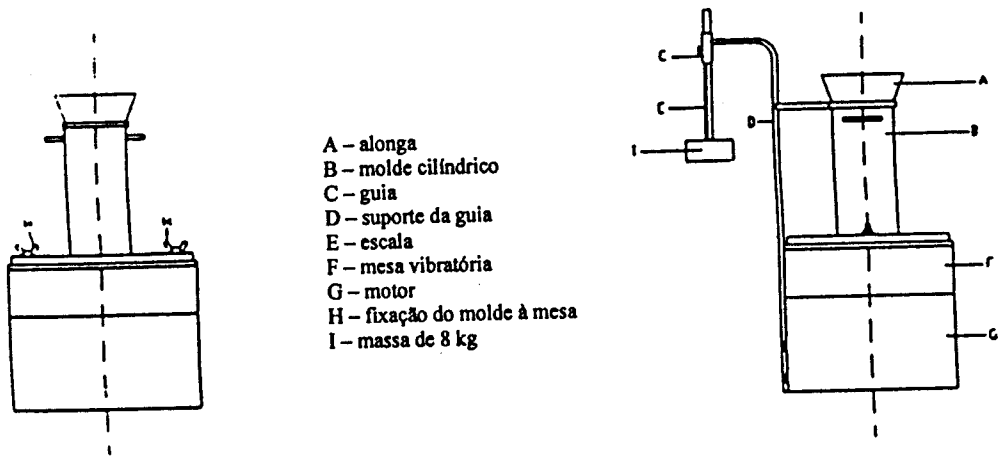


Figura 3.50 – Esquema do ensaio de consistência UC [149].

Método RA [25]

Este método vem descrito na revista "Concrete International" [25] e foi desenvolvido por Ronny Andersson para controlar a consistência do betão colocado em obra, na construção de pavimentos. O método consiste em colocar 2,5 kg de BCC num molde cilíndrico de 110 mm de diâmetro e 180 mm de altura que é depois compactado durante 20 segundos numa mesa Vêbê com sobrecarga de 13,3 kgf. O resultado do ensaio é o abaixamento sofrido pela superfície do betão.

Apesar de existirem vários métodos para medição da consistência, quase todos se baseiam em submeter o betão a uma vibração e a uma compactação. Neste trabalho considerou-se importante usar um método normalizado que fosse utilizado frequentemente na construção de

barragens, para que a consistência dos betões fabricados no laboratório fosse o mais semelhante possível à consistência do betão aplicado em barragens.

Na literatura consultada sobre BCC constatou-se que existe um consenso mais ou menos generalizado de que os betões com uma consistência Vêbê modificado (com sobrecarga) entre cerca de 10 s a 30 s pode ser fabricado, transportado, colocado e compactado com os equipamentos normalmente usados nas obras de BCC. No entanto, a consistência mais adequada para o betão varia de caso para caso, dependendo dos equipamentos disponíveis, dos materiais usados e das características exigidas ao betão.

Neste trabalho os betões fabricados tinham em geral uma consistência Vêbê modificado entre 10 a 20 s, medida pelo ensaio ASTM C1170 - 91, Método A[1]. Assim, a consistência dos betões estudados situou-se neste intervalo, excepto nas situações em que se pretendeu avaliar a variação da consistência nas características do betão.

3.5.2.6 - Métodos de ensaio e equipamentos usados

Para fazer a avaliação das características dos betões com diferentes composições, e assim analisar a influência de cada componente no comportamento do betão, é necessário definir quais as propriedades mais relevantes para as aplicações mais comuns do BCC. Não sendo possível definir quais as propriedades mais importante a controlar sem especificar o tipo de obra, é, no entanto, consensual que a resistência à compressão é uma propriedade que deve sempre ser avaliada, porque é facilmente medida e permite uma avaliação quantitativa e qualitativa do betão aplicado. Em determinadas aplicações esta propriedade pode não ser crítica no estabelecimento da composição, mas a determinação da tensão de rotura à compressão do betão serve como avaliação indirecta de outras características cuja determinação exige meios mais sofisticados, como por exemplo a resistência à tracção simples.

No estudo efectuado sobre a influência dos componentes no comportamento do betão foram seleccionadas 6 propriedades que serviram de base para fazer a avaliação da qualidade do betão pelas variações introduzidas na composição. Estas propriedades foram as seguintes:

---

[1] A frequência de vibração referida na norma ASTM é de 60 Hz mas a frequência de vibração da mesa Vêbê usada neste trabalho é de cerca de 50 Hz.

consistência; massa volúmica; tensão de rotura à compressão; tensão de rotura à tracção por compressão diametral; módulo de elasticidade em compressão; permeabilidade à água.

Os métodos de ensaio e os equipamentos utilizados são apresentados de seguida.

3.5.2.6.1 - Fabrico do betão e preparação dos provetes

As misturadoras utilizadas para o fabrico do betão foram as utilizadas no Núcleo de Aglomerantes e Betões do LNEC para o fabrico de betões convencionais. Foram usadas duas betoneiras de laboratório de eixo vertical, uma com capacidade de 250 litros e outra de 50 litros apresentadas nas figuras 3.51 e 3.52. Estas betoneiras não foram no entanto utilizadas na sua máxima capacidade, limitando-se o seu uso a 135 litros e 35 litros respectivamente. A betoneira de maior capacidade tem uma potência de 4 kW, é provida de 4 pás, 3 das quais giram em movimento planetário, com uma velocidade de cerca de 60 voltas por minuto, em redor de um eixo principal munido de uma pá, que gira a uma velocidade de 18 voltas por minuto. A betoneira de menor capacidade foi usada para fabricar volumes de betão mais reduzidos e tem uma potência de 2 kW, é provida de 2 pás que rodam em torno de um eixo a uma velocidade de 150 voltas por minuto. Apesar de se tratar de um betão muito seco não se verificou durante as misturas qualquer problema associado a falta de potência ou a segregação. Após a amassadura os componentes apresentaram-se uniformemente misturados no betão. O tempo de amassadura mínimo fixado foi de 3 minutos, igual ao normalmente usado no LNEC para amassaduras efectuadas com betões convencionais. Os inertes, o cimento e as cinzas volantes foram previamente colocados na betoneira. Logo após o início da mistura foi introduzida a água durante cerca de 30 a 60 segundos. Nas misturas fabricadas com adjuvante este foi colocado em simultâneo com parte do volume final da água. Na figura 3.53 pode ver-se o aspecto do betão logo após o final da amassadura.

Não existe nenhum método de preparação de provetes de BCC aceite de forma consensual como o mais adequado para o controlo do fabrico de BCC. O objectivo principal de qualquer método de preparação é fabricar provetes que representem adequadamente o betão aplicado em obra. Tal como nas obras de betão convencional, não é fundamental que os provetes de BCC apresentem características idênticas às do betão aplicado em obra, o que praticamente nunca acontece devido às diferentes condições de aplicação e de cura, mas é importante que o betão produzido em laboratório seja semelhante ao produzido em obra, e que seja ainda possível

estabelecer relações entre as características dos dois betões. Para isso é não só necessário que a preparação reproduza da melhor forma possível as condições de colocação do betão em obra mas também que os procedimentos associados sejam efectuados de forma normalizada. No estabelecimento de um método de preparação deve considerar-se o seguinte: os resultados devem ser semelhantes quando se usam materiais e composições iguais; o procedimento deve especificar claramente todas as operações associadas ao ensaio; o resultado não deve ser dependente do operador; o método deve ser rápido de executar e o equipamento não demasiado oneroso; o método deve ser fácil de aplicar em obra; o campo de aplicação deve permitir a utilização de betões com consistência diferente; os provetes fabricados devem ter características semelhantes ao betão aplicado. Nenhum dos métodos usados para fabricar provetes de BCC satisfaz perfeitamente todos estes requisitos, no entanto, alguns dele permitem o controlo da qualidade do betão em obra. Os métodos mais usados no fabrico de provetes de BCC prevêem o uso de equipamentos que produzem impacto ou vibração e compressão no provete de betão [172]. Referem-se de seguida 3 destes métodos.

"Standard Practice for Making Roller-Compacted Concrete in Cylinder Molds Using a Vibrating Table" ASTM C 1176

A preparação de um provete consiste em vibrar 3 camadas sobrepostas de igual espessura num molde cilíndrico com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm. A vibração é transmitida pela mesa Vêbê e sobre cada camada é colocada uma sobrecarga de 9,1 kgf (figura 3.54) durante a vibração. Esta sobrecarga é colocada sobre um disco que está em contacto com a parte superior de cada camada de betão e a vibração termina quando a pasta migra para o contorno desse disco. Para vibrar a última camada é necessário ter uma alonga para consolidar o betão junto ao topo superior do provete.

Método de preparação de provetes usando o pilão vibrador [173]

Neste método os provetes são compactados com o auxílio de um martelo vibrante (figura 3.55). Os moldes são colocados sob o equipamento que produz uma vibração e uma compressão na superfície do betão. Este equipamento, que normalmente surge referido na literatura como Kango ou Hilti Hammer, tem uma frequência superior a 2000 percussões por minuto de amplitude reduzida e tem um peso variável. O peso dos martelos portáteis varia entre cerca de 6,5 kgf a 9,5 kgf. Os equipamentos que são fixos a uma coluna que serve de guia, como é o caso do martelo apresentado na figura 3.55, têm pesos mais elevados que podem atingir 40 kgf. Na extremidade do veio do pilão é colocada uma placa lisa que fica em

contacto com a superfície do betão. A compactação de cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura é normalmente efectuada em 3 camadas de igual espessura e o tempo de vibração é de cerca de 20 segundos.

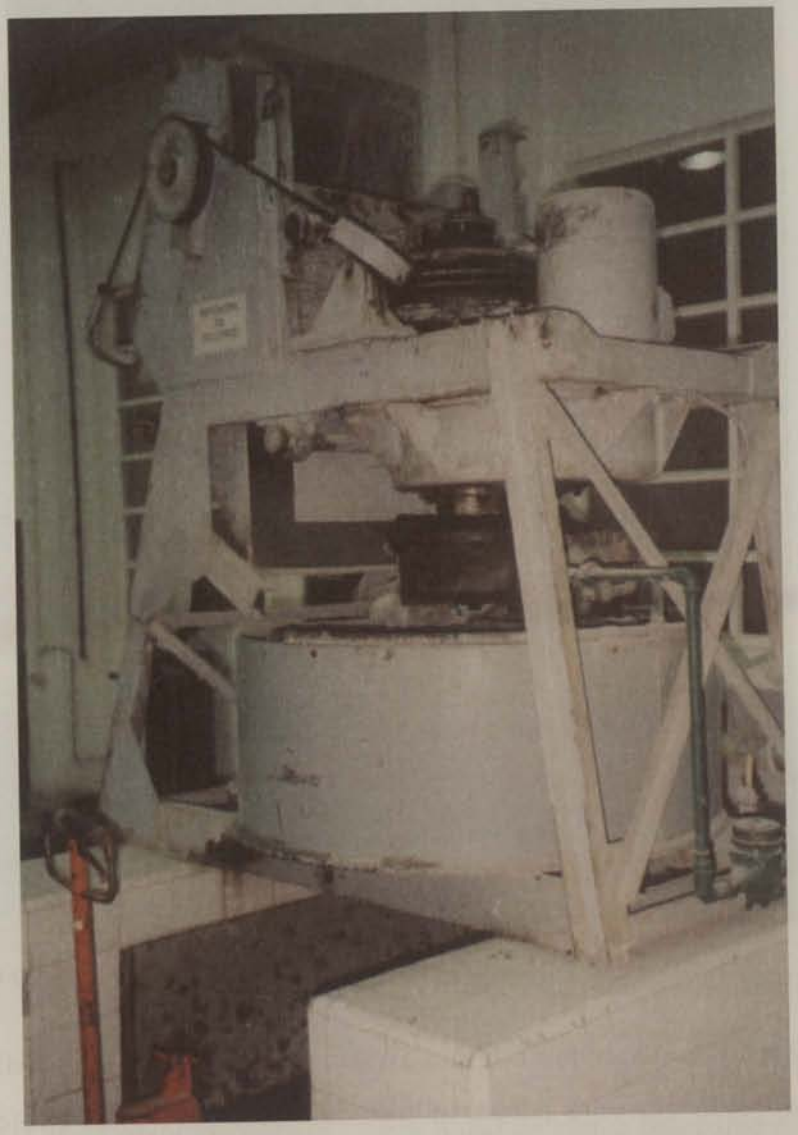


Figura 3.51 – Betoneira usada para o fabrico de BCC num volume máximo de 135 litros.

Método de preparação de provetes compactação por impacto [173]

A compactação de provetes por impacto consiste em fazer cair repetidamente uma massa sobre a superfície do betão. O equipamento normalmente usado é o utilizado no ensaio Proctor pesado referido na norma ASTM D1557-78, ou na especificação LNEC E 197-66 (figura 3.55). O peso que compacta o betão é de cerca de 2,5 kgf a 4,5 kgf. O número de camadas compactadas por provete varia entre 3 e 6 e o número de pancadas por camada situa-se entre 25 e 122.

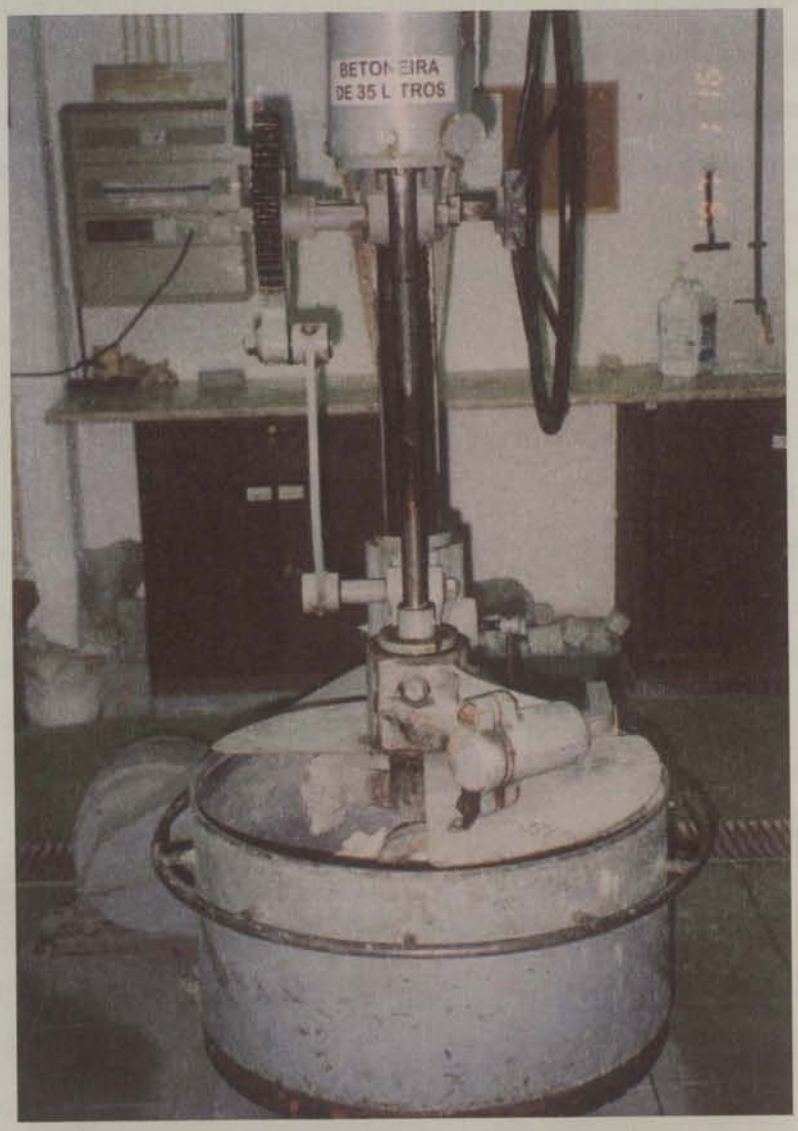


Figura 3.52 – Betoneira usada para o fabrico de BCC num volume máximo de 35 litros.

Destes 3 métodos a compactação por impacto é o que se apresenta menos capaz de simular as condições de colocação em obra porque o método difere substancialmente da forma de compactação do betão pelos cilindros vibradores e porque pode alterar a forma e a granulometria dos inertes grossos durante os impactos.

O método que utiliza um martelo vibrador e o método que usa a mesa Vêbê transmitem ao betão uma vibração e uma compressão sem impactos o que ocorre na compactação em obra. A maior ou menor capacidade de estes métodos compactarem adequadamente os betões depende da consistência do betão, da frequência e da amplitude de vibração e da força de compressão exercida durante a compactação. Nas misturas mais secas a compactação com a mesa Vêbê deve ser feita com uma sobrecarga mais elevada de forma a evitar a ocorrência de vazios nos provetes.

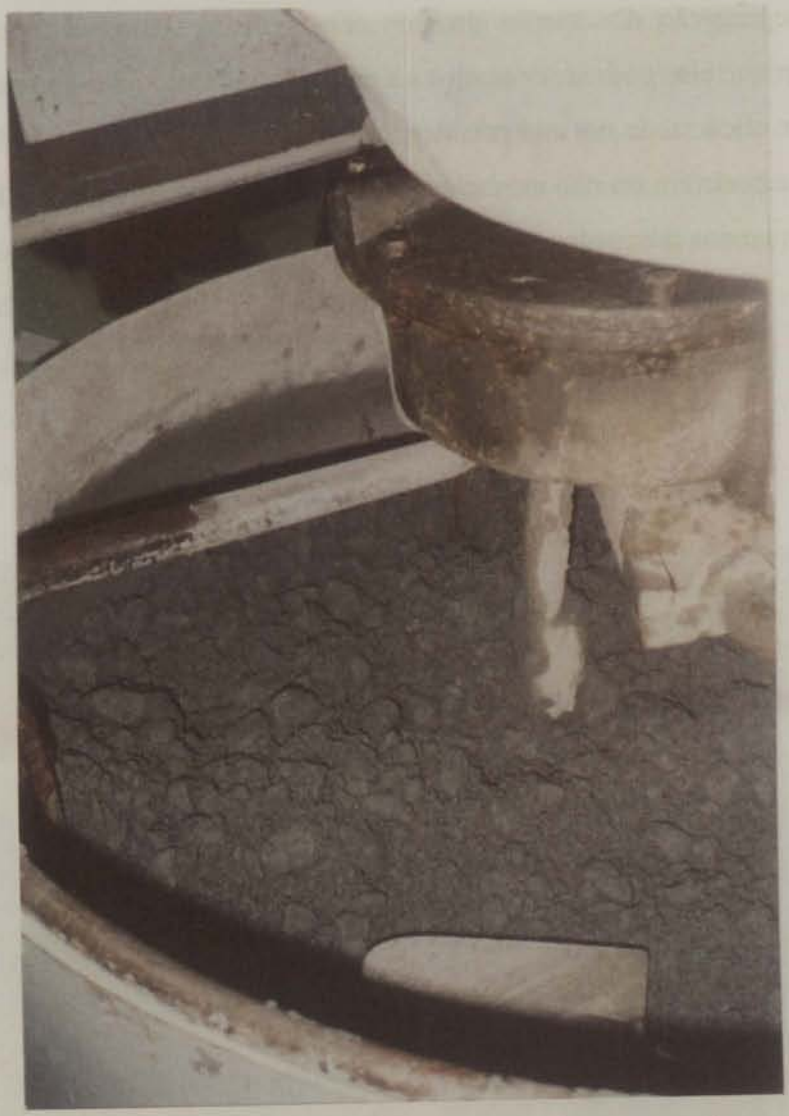


Figura 3.53 – Aspecto do betão logo após a amassadura.

Arnold e al [174] efectuaram um trabalho sobre o uso de vários equipamentos na preparação de provetes, nomeadamente: Kango Hamer fixo; Kango Hamer portátil, Hilti Hammer fixo; , Hilti Hammer portátil; mesa Vêbê com sobrecarga de 9,1 kgf. Os autores concluíram que a mesa Vêbê permite obter provetes com resistência à compressão superior aos restantes, excepto nas misturas mais secas devido à incapacidade da sobrecarga consolidar completamente o betão.

Nos métodos de preparação que usam simultaneamente a vibração e a compressão, as características dos provetes podem variar com a frequência e amplitude da vibração e com a força de compressão. A eficiência da compactação depende das condições de compactação e

da consistência do betão, não existindo actualmente valores recomendados como os mais adequados para as grandezas referidas. Desde que os equipamentos usados permitam obter provetes sem segregação dos inertes grossos nem grandes vazios e com uma uniforme distribuição da pasta, eles podem ser usados na preparação de provetes deste tipo de betão. A maior ou menor eficácia de um método de preparação deve ser estabelecida com base na capacidade de se poderem ou não estabelecer correlações entre as características dos betões aplicados em obra e dos fabricados em laboratório.



Figura 3.54 – Preparação de provetes na mesa Vêbê, ASTM C1176.

Os provetes de betão utilizados neste trabalho foram todos preparados na mesa Vêbê. A preparação consistiu na vibração de camadas de betão compactadas com o auxílio de uma sobrecarga. O número de camadas e o peso da sobrecarga variou em função das dimensões dos provetes. As dimensões dos provetes e os parâmetros envolvidos na preparação estão apresentadas no Quadro 3.28. O método de preparação seguiu, sempre que possível, a

especificação ASTM C 1176. De acordo com o descrito nesta especificação o tempo de vibração deve ser suficiente para que a pasta migre para a superfície até que esta esteja em contacto com toda a superfície do disco que compacta o betão. Os provetes preparados desta forma não apresentaram em geral segregação e não eram visíveis grandes poros à superfície, excepto nos betões demasiado secos. Com excepção destas misturas, o aspecto exterior dos provetes de BCC é idêntico ao dos provetes de betão convencional. Quando as misturas são demasiado secas, mesmo após vários minutos de vibração, ocorrem vazios junto às paredes do molde, sendo visíveis grandes poros na superfície dos provetes devido ao volume insuficiente de pasta. Se a mistura for seca mas contiver uma dosagem de pasta suficiente para envolver todas as partículas do inerte, então é possível eliminar os vazios durante a compactação, desde que se use uma sobrecarga mais elevada.

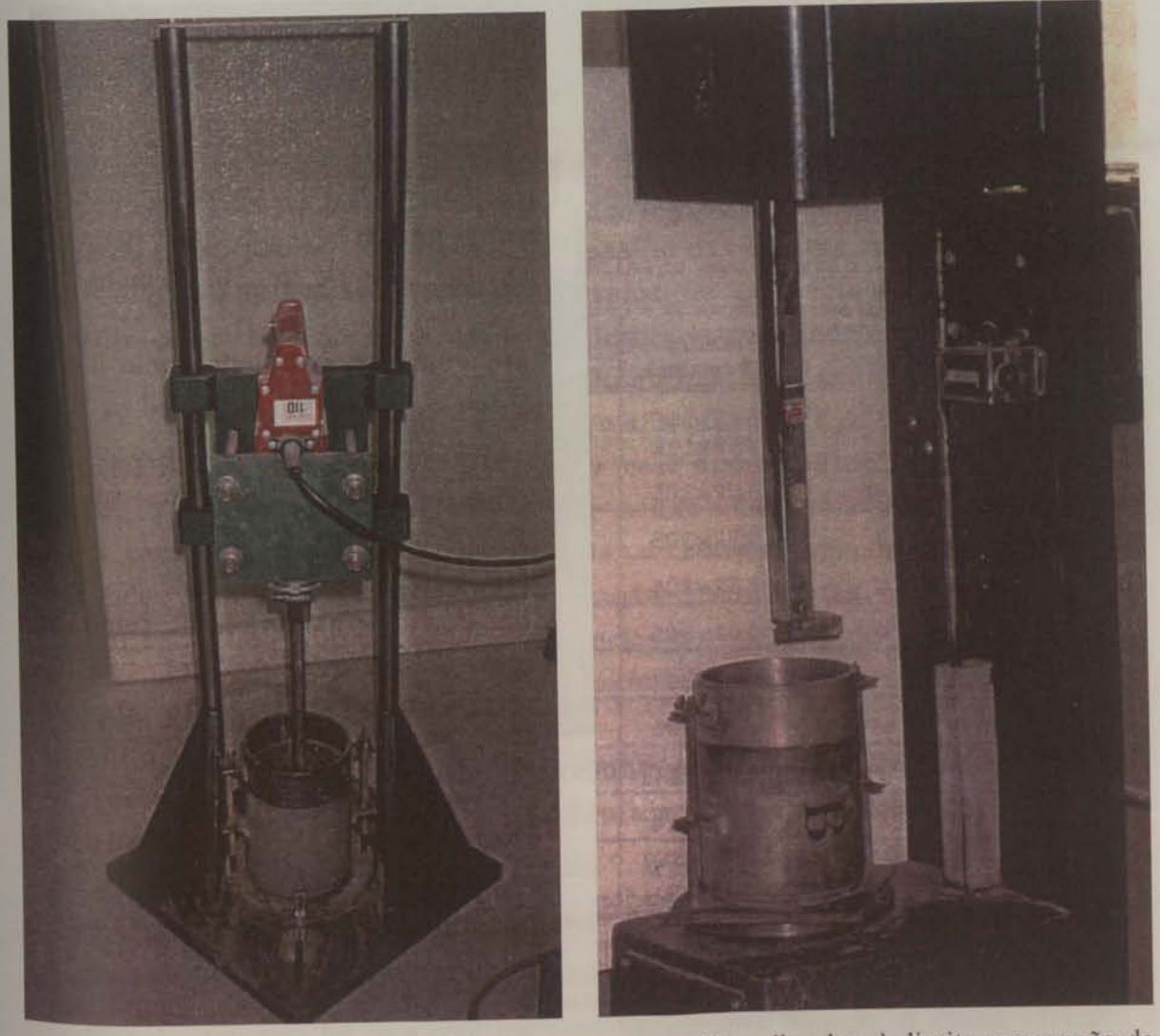


Figura 3.55 – À esquerda preparação de provetes com pilão vibrador; à direita preparação de provetes por impacto, com o equipamento usado no ensaio Proctor pesado [173].

Quadro 3.28 – Preparação de provetes

Tipo de provete	Aresta ou diâmetro (cm)	Altura (cm)	Sobrecarga (kgf)	Nº de camadas
Cilindro 15x30	15	30	9,1	3
Cilindro 15x60	15	60	9,1	4
Cubo 20	20	20	22,7	3

Após o fabrico dos provetes os moldes foram cobertos com um filme plástico, para evitar a evaporação da água, e conservados a 20±2 ºC (figura 3.56). Cerca de 48 horas depois da amassadura os provetes foram retirados dos moldes e colocados numa câmara saturada com uma temperatura de 20±2 ºC e uma humidade relativa superior a 95%. Estabeleceu-se um período de 48 horas para a desmoldagem, e não de 24 horas como é usual nos provetes de betão convencional, porque alguns betões tinham uma resistência nas primeiras idades muito reduzida.



Figura 3.56 – Provetes de betão após serem fabricados e antes de serem retirados dos moldes, conservados de forma a evitar a evaporação de água.

3.5.2.6.2 - Normas e metodologias de ensaio

Descrevem-se em seguida as normas e as metodologias de ensaio usadas nos trabalhos experimentais, desenvolvidos para a análise da influência dos componentes nas características do betão. A lista de ensaios realizados está apresentada no Quadro 3.29.

Os provetes utilizados em todos os ensaios apresentados no Quadro 3.29 foram preparados na mesa Vêbê. Nas figura 3.57 e 3.58 apresentam-se fotografias sobre o ensaio Vêbê, para medição da consistência do betão. Na figura 3.57 observa-se, na fotografia situada à esquerda, o aspecto granular do betão antes de se iniciar o ensaio Vêbê. Na mesma figura, mas agora na fotografia colocada à direita, mostra-se o ensaio Vêbê a decorrer, em que o betão está sujeito a uma vibração, transmitida pela mesa Vêbê, e a uma sobrecarga de 22,7 kgf, conferida pelo peso de um cilindro de aço colocado sobre o disco de plástico que está em contacto com a superfície do betão. O ensaio termina quando se forma um anel de pasta no contorno do disco.

Na figura 3.58 pode observar-se a superfície do betão após a realização do ensaio Vêbê. Nesta figura verifica-se que no final do ensaio o betão apresenta um aspecto idêntico ao do betão convencional vibrado. A determinação da massa volúmica do betão fresco é efectuada logo após o ensaio Vêbê e consiste em continuar a vibrar o provete, mas agora sem sobrecarga, até que se completem dois minutos de vibração, a contar do instante em que se iniciou o ensaio Vêbê. No final dos dois minutos o recipiente do ensaio Vêbê, ainda com betão, é cheio de água. Com os valores da massa de betão (m), do volume interior total do molde (V_t) e do volume de água necessário para o preenchimento do molde (V_a), a massa volúmica (γ_f) é determinada pela seguinte expressão:

$$\gamma_f = \frac{m}{V_t - V_a} \tag{3.3}$$

Os procedimentos para a realização dos ensaios que não foram efectuados de acordo com normas existentes são descritos de seguida.

Ensaio de determinação da massa volúmica do betão endurecido

A massa volúmica do betão endurecido foi determinada usando um valor aproximado do volume, obtido pela medição do diâmetro e da altura dos provetes cilíndricos. Na idade de ensaio os provetes com cerca de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura foram retirados da câmara saturada onde se encontravam, para medição do diâmetro (ϕ), da altura (h) e da massa (m) que permite determinar a massa volúmica (γ_e) dos provetes. Antes da pesagem a superfície dos provetes foi seca com um pano ligeiramente húmido. A massa volúmica é obtida pela divisão da massa do provete (m) pelo volume do provete (V).

$$\gamma_e = \frac{m}{V}; \quad V = \pi\left(\frac{\phi}{2}\right)^2 h \tag{3.4}$$

Quadro 3.29 – Ensaios realizados para os estudos de composição

Ensaio	Provetes	Norma de referência	Nº de provetes por resultado	Idades de ensaio
Consistência Vêbê	Molde Vêbê	ASTM C 1170[3]	1	0 horas
Massa volúmica betão fresco	Molde Vêbê	ASTM C 1170[3]	1	0 horas
Massa volúmica betão endurecido	Cilindros 15cm x 30cm	ver nota[4]	2	7, 28, 90 e 365 dias[1]
Resistência à Compressão simples	Cilindros[5] 15cm x 30cm	E 226	2	7, 28, 90, 365 dias[1]
Resistência à Compressão diametral	Cilindros 15cm x 30cm	Pr EN-ISO 4108 1994	2	90 dias
Módulo de elasticidade em compressão	Cilindros 15cm x 30 $(60)^2$ cm	E 397	2	7, 28, 90 e 365 dias
Permeabilidade à água	Cubos 20 cm	ver nota[4]	2	28 e 90 dias

[1] foram também realizados ensaios em idades superiores a 2 anos;
[2] foram realizados ensaios em cilindros com 30 cm e com 60 cm de altura;
[3] a frequência de vibração da mesa Vêbê utilizada é de 50 Hz em vez de 60 Hz como referido na ASTM;
[4] o método de ensaio está apresentado no texto;
[5] os provetes utilizados foram os que usaram no ensaio de determinação do módulo de elasticidade.

Ensaio de permeabilidade à água

O ensaio de permeabilidade à água foi efectuado de acordo com o método descrito no capítulo X, vol III, do livro "Fabrico e Propriedades do Betão" de A. Sousa Coutinho e Arlindo Gonçalves. Este ensaio está descrito em pormenor na secção 4.7 deste trabalho.

O fabrico de provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 60 cm de altura, para a determinação do módulo de elasticidade do betão, exigia o fabrico de um volume de betão adicional considerável, pelo que, para diminuir o volume de betão fabricado, se fez uma campanha de ensaios comparativos entre os resultados obtidos em cilindros de 15 cm x 30 cm e em cilindros de 15 cm x 60 cm. Os ensaios englobaram betões com classe de resistência diferentes, ensaiados aos 7 dias, 28 dias e 90 dias, e fabricados ainda com inertes de origem distinta. Os resultados obtidos com os dois tipos de provetes estão apresentados na figura 3.59. Da análise da figura é possível constatar que os resultados obtidos são semelhantes. A reduzida dimensão dos provetes de 30 cm de altura poderia conduzir a que a medição do módulo de elasticidade nestes provetes fosse perturbada devido à pequena distância, de 7,5 cm, entre a face de carregamento e os pontos de leitura das deformações. Efectivamente,

devido ao atrito entre o prato de compressão e a face do provete, geram-se tensões horizontais importantes nos topos do provete. Só a partir de uma certa distância dos pratos de compressão a direcção principal de tensão instalada no provete é paralela à direcção em que se medem as deformações.



Figura 3.57 - Ensaio Vêbê: à esquerda molde cheio de betão antes do início do ensaio; à direita o ensaio a decorrer com uma sobrecarga de 22,7 kgf.

No entanto, não se observam no gráfico da figura 3.59 diferenças significativas entre o módulo de elasticidade medido nos dois tipos de provete, existindo valores aleatoriamente superiores ou inferiores à linha de tendência. Esta linha de tendência indica que os valores obtidos nos provetes com 30 cm de altura é cerca de 2% superior aos resultados obtidos com os provetes de 60 cm de altura. Esta variação é muito pequena pelo que se optou por efectuar o ensaio só em provetes com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, sem corrigir os resultados.

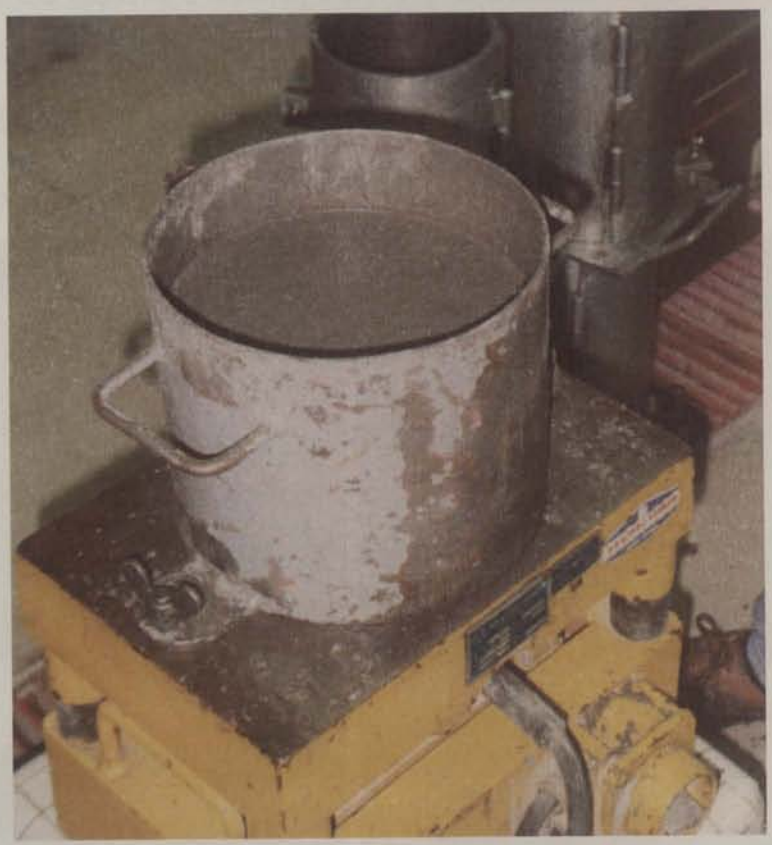


Figura 3.58 – Ensaio Vêbê modificado: superfície do betão após o final do ensaio.

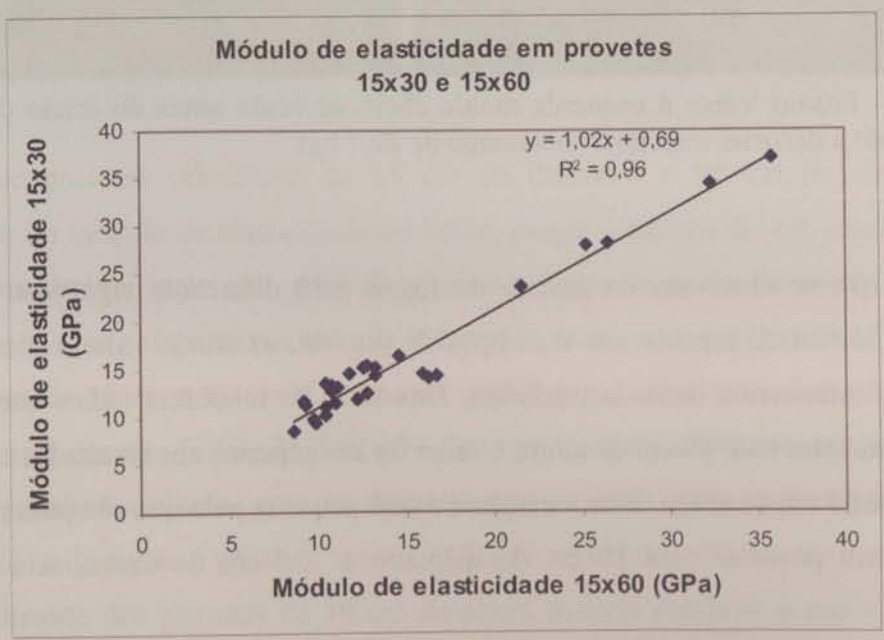


Figura 3.59 – Comparação de valores do módulo de elasticidade do betão obtidos com provetes cilíndricos 15x30 e 15x60.

3.5.2.7 - Apresentação e análise dos resultados obtidos

3.5.2.7.1 – Composições de betão usadas e apresentação de resultados

De seguida apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios efectuados no âmbito do estudo da influência dos componentes nas características dos betões. Neste trabalho foram fabricados betões com quatro tipos de inertes: betões com inertes grossos graníticos e areia britada também granítica, de duas origens distintas, que são designados por betões V ou G; betões com inertes grossos calcários e areia natural siliciosa, designados por betões T; betões com xistos e com areia britada também de xisto, que são designados por betões X. Os betões estão assim designados pela letra V ou G, T e X, conforme tenham sido fabricados com granito, calcário ou xisto, e por um número que corresponde a uma determinada composição. A composição dos betões, referenciados desta forma, estão apresentados no Quadro 3.30.

No Quadro 3.31 estão também indicadas as composições usadas nos betões, mas neste caso estão apresentadas de forma a facilitar a leitura das figuras que se mostram mais à frente. Cada linha deste Quadro 3.31 corresponde à variação de um parâmetro da composição, item apresentado em sublinhado e negrito. Em cada linha do Quadro estão apresentados os números das figuras relativas à análise da variação das características do betão com a variação do parâmetro em causa.

A dosagem de ligante e o tipo de inerte utilizados variaram em geral para cada situação estudada, podendo sugerir que as composições foram definidas de forma aleatória. De facto não se mantiveram constantes aqueles parâmetros quando se alterou o componente a estudar. Esta variação propositada teve como finalidade obter informações sobre um vasto número de composições, sem comprometer o objectivo principal do estudo. Nas composições apresentadas em cada linha do Quadro 3.31 mantiveram-se constantes todos os parâmetros da composição excepto o que é apresentado em negrito, permitindo assim avaliar a influência da variação desse parâmetro nas características do betão. Nas composições apresentadas em diferentes linhas do Quadro não se mantiveram constantes aqueles parâmetros de forma a, por um lado, alargar o espectro de composições analisadas, e por outro, obter sempre betões com uma resistência à compressão que se enquadrasse dentro dos valores normais para BCC usando uma dosagem de cimento portland não superior a cerca de 190 kg/m^3. A avaliação

sistemática das características do betão usando composições em que a dosagem de ligante e o tipo de inerte são sempre os mesmos é apresentada no capítulo 4.

Os resultados dos ensaios efectuados para os estudos de composição estão apresentados no Quadro 3.32.

3.5.2.7.2 – Influência da dosagem de cinzas volantes

Segundo o Comité 232 do ACI [129] o método mais eficaz para avaliar o comportamento das cinzas volantes no betão e determinar a mais adequada proporção a utilizar na composição do betão, para uma aplicação específica, é o que se baseia num programa de ensaios experimentais. Devido às diferentes características das cinzas volantes e aos diferentes requisitos dos betões não é possível prescrever de forma genérica as proporções óptimas de cimento e cinzas nos betões. Nos betões convencionais as cinzas volantes são normalmente usadas em dosagens de cerca de 15% a 40% da massa do ligante. Nos betões em massa, como é o caso do BCC, podem ser usadas dosagens mais elevadas, nomeadamente para diminuir o custo do betão, reduzir a possibilidade de fissuração devido ao arrefecimento do betão, aumentar a resistência aos sulfatos ou diminuir a expansão devida a reacção álcalis-inerte.

Como atrás foi referido o melhor método para avaliar o comportamento das cinzas volantes no betão é efectuar um programa de ensaios adequado. Os resultados apresentados de seguida apresentam tendências de variação das características de BCC em função da dosagem de cinzas P.

Nas figuras 3.60 a 3.72 apresentam-se os resultados da resistência à compressão, da massa volúmica, do módulo de elasticidade, da resistência à compressão diametral e da permeabilidade à água de betões fabricados com diferentes percentagens de substituição de cimento por cinzas volantes.

O comité do 232 ACI refere que se num betão se substituir 30% de cimento por cinzas pode observar-se um aumento da resistência a 1 ano de idade superior a 15%, relativamente a um betão fabricado com a mesma composição mas sem cinzas. Nos betões fabricados com cinzas

e com cimentos com elevado teor de álcalis desenvolvem maior resistência a idades mais jovens [129].

Nas figuras 3.60 a 3.63 apresentam-se os resultados relativos à resistência à compressão de betões fabricados com 233 kg/m^3 de ligante e com inertes graníticos (betões V, figuras 3.60 e 3.61) e fabricados com 190 kg/m^3 de ligante, com inertes grossos calcários e areia natural siliciosa (betões T, figuras 3.62 e 3.63). Em ambos os betões, V e T, observou-se que nas misturas com mais de 30% de cinzas a resistência à compressão do betão diminuía com o crescimento da percentagem de cinzas, tal como já se tinha observado nos ensaios sobre argamassas (ver secção 3.5.1.5). Em ambos os betões a resistência à compressão mais elevada foi obtida nas misturas com 30% de cinzas volantes.

Nos betões fabricados com inertes graníticos, cujos resultados se apresentam nas figuras 3.60 e 3.61, foi usado o cimento I 32,5R (A) para os betões com 30%, 50% e 60% de cinzas (V3, V2 e V1). Nos betões com 68% de cinzas (V6 e V7) foram usados dois cimentos tipo IV. Neste caso, nos betões fabricados com cimento tipo IV, a percentagem de cinzas referida nas figuras foi obtida contando também com os 35% de cinzas já incorporadas no cimento. Note-se porém que nos betões fabricados com cimento tipo I 32,5R as cinzas adicionadas são cinzas do Pego mas nos betões fabricados com os cimentos IV 32,5 as cinzas incorporadas na fábrica são cinzas de Sines, que não foram caracterizadas neste trabalho. Apesar de se terem usado cimentos e cinzas diferentes, julgou-se interessante mostrar conjuntamente os resultados obtidos nos 5 betões.

Na figura 3.60 pode observar-se um crescimento acentuada da resistência à compressão entre os 90 dias e os 365 dias em todos os betões, apesar de no betão fabricado com cimento IV 32,5 (B) o crescimento não ser tão notável. Neste caso o menor aumento da resistência poderá estar relacionado com a inferior qualidade do cimento, que teve uma reduzida resistência à compressão, de 30,6 MPa aos 28 dias. Nos betões V3, V6 e V7 apesar da resistência continuar a crescer entre 1 ano e cerca de 2 anos e 4 meses de idade este aumento é bastante menor do que o que ocorre entre 90 dias e 1 ano, independentemente da dosagem de cinzas no ligante ser de 30% ou 68%.

Quadro 3.30 – Composição dos betões

Betão	Vêbê mod. (s)	Tipo cimento	Inerte	Curva referência	Cimento (kg/m^3)	Cinzas (kg/m^3)	Ligante (kg/m^3)	Brita (kg/m^3)	Areia* (kg/m^3)	% cinzas	Água (l)	Adjuv.	Fíler (%)**	A/(C+F)
V1	19	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	93	143	236	1012	945	60,4	139	-	2.7	0,59
V2	18	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	118	118	236	1011	951	50,0	139	-	2.7	0,59
V3	9	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	164	70	234	960	1000	30,0	145	-	2.8	0,62
V4	15	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	113	169	282	951	921	60,0	155	-	2.7	0,55
V5	15	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	74	110	184	992	974	60,0	154	-	2.7	0,84
V6	13	IV32,5(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	114	114	229	980	920	67,5	162	-	2.7	0,71
V7	11	IV32,5(A)	G2	$(d/D)^{1/3}$	115	115	230	989	929	67,5	155	-	2.7	0,67
V8	15	I42,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	116	116	232	998	937	50,0	151	-	2.7	0,65
V9	13	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	117	117	234	1001	939	50,0	147	0.8%P	2.7	0,63
V10	17	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	118	118	236	1013	951	50,0	137	0.6% R	2.7	0,58
V11	12	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	116	116	232	995	934	50,0	153	-	5.2	0,66
V12	17	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	113	113	227	972	913	50,0	172	-	10.1	0,76
V13	15	I32,5R(B)	G2	$(d/D)^{1/3}$	115	115	230	986	925	50,0	161	-	7.6	0,7
G1	17	IV32,5(B)	G3	$(d/D)^{1/3}$	161	0	161	1183	867	35,0	154	-	5.8	0,96
G2	15	IV32,5(B)	G3	$(d/D)^{1/3}$	161	0	161	1281	772	35,0	152	-	7.8	0,94
G5	18	IV32,5(B)	G3	$(d/D)^{1/2}$	163	0	163	1652	423	35,0	142	-	6.4	0,87
G6	12	IV32,5(B)	G3	Faury	165	0	165	1385	722	35,0	131	-	7.8	0,79

*Inclui a dosagem de fíler; ** percentagem relativa ao peso total de inertes.

(continua na página seguinte)

Quadro 3.30 (continuação) – Composição dos betões

Betão	Vêbê mod. (s)	Tipo Cimento	Inerte	Curva referência	Cimento (kg/m^3)	Cinzas (kg/m^3)	Ligante (kg/m^3)	% cinzas	Brita (kg/m^3)	Areia* (kg/m^3)	Água (l)	Adjuv.	Fíler (%)**	A/(C+F)
T1	10	I32,5R(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	120	120	240	50,0	1492	567	122	-	0.5	0,51
T2	15	IV32,5(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	171	0	171	35,0	1412	750	111	-	1.6	0,65
T3	20	IV32,5(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	68	0	68	35,0	1456	773	121	-	1.6	1,78
T4	14	IV32,5(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	117	0	117	35,0	1426	758	122	-	1.6	1,04
T5	18	IV32,5(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	216	0	216	35,0	1385	736	110	-	1.6	0,51
T6	17	I32,5R(C)	CB	$(d/D)^{1/3}$	191	0	191	0,0	1586	608	99	0.8% P	0.5	0,52
T7	17	I32,5R(C)	CB	$(d/D)^{1/3}$	133	57	191	30,0	1575	604	99	0.8% P	0.5	0,52
T8	13	I32,5R(C)	CB	$(d/D)^{1/3}$	94	94	189	50,0	1552	596	107	0.8% P	0.5	0,57
T9	17	I32,5R(C)	CB	$(d/D)^{1/3}$	99	89	188	47	1532	587	119	--	0.5	0,63
T10	14	I32,5R(C)	CB	$(d/D)^{1/3}$	100	90	189	47	1541	590	114	0,3% R	0.5	0,6
T11	13	I32,5R(C)	CB	$(d/D)^{1/3}$	100	90	190	47	1549	593	109	0,8% P	0.5	0,57
T12	15	I42,5R(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	99	89	189	47	1537	588	116	--	0.5	0,62
T13	17	I42,5R(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	100	90	190	47	1549	593	109	0,3% R	0.5	0,57
T14	15	I42,5R(B)	CB	$(d/D)^{1/3}$	100	90	191	47	1554	595	107	0,8% P	0.5	0,56
X1	20	IV32,5(B)	X4	$(d/D)^{1/3}$	168	0	168	35,0	1129	985	126	-	3.6	0,75
X2	16	IV32,5(B)	X4	$(d/D)^{1/3}$	188	0	188	35,0	1131	966	122	0,8% P	3.5	0,65
X3	6	IV32,5(A)	X4	$(d/D)^{1/3}$	164	0	164	35,0	1074	999	144	-	3.7	0,88
X4	14	IV32,5(A)	X4	$(d/D)^{1/3}$	165	0	165	35,0	1095	1023	126	-	3.7	0,76
X5	27	IV32,5(A)	X4	$(d/D)^{1/3}$	166	0	166	35,0	1108	1041	114	-	3.7	0,69
X6	60	IV32,5(A)	X4	$(d/D)^{1/3}$	165	0	165	35,0	1112	1050	109	-	3.7	0,66

*Inclui a dosagem de fíler; ** percentagem relativa ao peso total de inertes..

Quadro 3.31 – Síntese das composição de betão utilizadas

Figuras	ligante (kg/m^3)	Tipo cimento	F/L (%)	Vêbê (s)	Tipo inerte	Fíler (%)	Adjuv.
3.60, 3.61, 3.64, 3.66, 3.68, 3.69 3.70, 3.71	233±3	I32,5R*	**30 a 68**	14±5	granito areia britada	2,7	-
3.62, 3.63, 3.65, 3.67, 3.38, 3.69, 3.70, 3.72	190±1	I32,5R	**0 a 50**	15±2	calcário areia nat.	0,5	-
3.73, 3.74, 3.77, 3.79 3.81, 3.82	**184 a 282**	I32,5R	60	17±2	granito areia britada	2,7	-
3.75, 3.76, 3.78, 3.80, 3.81, 3.82	**68 a 216**	IV32,5	0	17±3	calcário areia nat.	1,6	-
3.83, 3.84, 3.85, 3.86	236±2	I32,5R	50	15±3	granito areia britada	2,7	**sem P R**
3.89, 3.90, 3.91, 3.92, 3.93	232±5	I 32,5 R	50	15±3	granito areia britada	**2,7a10,1**	-
3.94, 3.95, 3.96, 3.97, 3.98	165±1	IV 32,5	0	**6 a 60**	xisto areia britada	3,7	-
3.99, 3.100, 3.101, 3.103	166±5	IV 32,5	0	18±3	**granito calcário xisto**	5,8 1,6 3,6	-
3.87, 3.88	190±2	I32,5R	47	15±2	calcário areia nat.	0,5	**sem P R**
3.87, 3.88	190±2	I42,5R	47	15±2	calcário areia nat.	0,5	**sem P R**

*Nos betões com 68% de cinzas foi utilizado cimento IV 32,5 e não cimento I 32,5R como assinalado.

Quadro 3.32 – Resultados dos ensaios

betão	fc 7d (MPa)	fc28d (MPa)	fc 90d (MPa)	fc 365d (MPa)	fc 765d a 885d (MPa)	γ_f fresco (kg/m^3)	γ_e 7d (kg/m^3)	γ_e 28d (kg/m^3)	γ_e 90d (kg/m^3)	γ_e 365d (kg/m^3)	E 7d (GPa)	E 28d (GPa)	E 90d (GPa)	E 365d (GPa)	E 765d a 885d (GPa)	CD 90d (MPa)	K 28d (m/s)	K 90d (m/s)
V1	5,6	9,3	11,6	22,1	-	2370	2329	2349	2347	2369	-	11,9	14,5	18,6	-	1,20	-	5E-10
V2	8,9	14,3	17,6	28,8	-	2333	2347	2355	2353	2358	11,0	14,4	15,4	18,4	-	1,70	-	7,1E-12
V3	13,6	20,2	25,2	34,1	37,8[1]	2346	2382	2346	2384	2373	13,4	15,2	18,4	22,3	29,1[1]	2,56	-	8,4E-12
V4	6,2	10,8	14,1	27,1	34,0[1]	2312	2295	2318	2321	2334	9,3	12,4	14,1	18,6	22,4[1]	1,39	-	2,6E-10
V5	2,6	4,6	7,6	13,1	15,4[1]	2310	2325	2333	2326	2318	-	8,6	11,1	14,7	15,4[1]	0,88	-	8,6E-10
V6	2,4	3,5	6,2	11,4	13,3[1]	2314	2309	2294	2331	2319	-	-	10,2	14,0	15,3[1]	0,72	-	8,4E-10
V7	3,2	4,0	6,4	19,8	21,4[1]	2325	2300	2326	2321	2333	-	-	11,6	17,5	18,0[1]	0,79	-	9,3E-10
V8	5,5	9,0	13,1	27,0	-	2318	2342	2339	2358	2348	-	9,8	14,3	18,8	-	1,37	-	5E-11
V9	-	12,4	17,8	-	-	2329	-	2357	2354	-	-	12,6	15,4	-	-	-	-	6,4E-12
V10	-	2,0	15,5	26,5	-	2327	-	2353	2360	2360	-	-	12,5	20,0	-	-	-	8,8E-12
V11	6,0	10,2	14,2	25,5	29,4[1]	2309	2326	2341	2357	2350	11,4	13,0	16,5	18,7	20,9[1]	1,70	-	9,3E-12
V12	4,5	8,2	12,7	23,5	-	2302	2271	2300	2303	2313	-	11,2	13,5	17,0	-	1,29	-	9,9E-11
V13	-	9,1	15,1	24,7	28,0[1]	2299	-	2290	2306	2318	-	11,5	15,0	18,6	18,8[1]	1,41	-	3,9E-12
G1	4,5	8,1	12,6	23,1	-	2349	2353	2341	2351	2374	-	14,5	19,2	23,5	-	1,47	7,5E-11	2,3E-11
G2	-	8,5	14,3	-	-	2341	-	2348	2359	-	-	14,9	18,9	-	-	-	-	-
G5	-	10,2	16,3	-	-	2356	-	2383	2384	-	-	16,2	20,1	-	-	-	-	-
G6	-	10,8	15,9	-	-	2340	-	2380	2387	-	-	15,0	18,5	-	-	-	-	-

[1] os ensaios foram realizados às seguintes idades: V3-885d; V4-830d; V5-819d; V6-812d; V7-806d; V11-784d; V13-765d.
fc – resistência à compressão; γ – massa volúmica; E – módulo de elasticidade; CD – resistência à compressão diametral; K – coeficiente de permeabilidade.

(continua na página seguinte)

Quadro 3.32 (continuação) – Resultados dos ensaios

betão	fc 7d (MPa)	fc28d (MPa)	fc 90d (MPa)	fc 365d (MPa)	γ_f fresco (kg/m^3)	γ_e 7d (kg/m^3)	γ_e 28d (kg/m^3)	γ_e 90d (kg/m^3)	γ_e 365d (kg/m^3)	E 7d (GPa)	E 28d (GPa)	E 90d (GPa)	E 365d (GPa	CD 90d (MPa)	K 28d (m/s)	K 90d (m/s)
T1	12,9	21,7	30,9	43,5	2426	2418	2460	2448	2433	29,1	34,8	40,5	42,8	2,83	-	-
T2	11,6	19,4	27,4	38,5	2438	2436	2436	2439	2447	31,0	34,5	39,6	43,9	2,68	2,3E-12	-
T3	-	3,0	5,5	8,6	2382		2409	2418	2391	-	-	22,3	27,4	0,71	-	-
T4	4,3	8,6	13,1	21,3	2408	2406	2430	2424	2429	-	27,7	35,4	37,0	1,50	1,1E-09	-
T5	18,3	30,2	40,1	51,5	2433	2443	2437	2441	2437	33,6	39,3	39,7	44,0	3,80	9,3E-13	-
T6	-	34,3	39,3	46,8	2394	-	2412	2437	2423	-	39,1	40,3	42,8	2,58	8,8E-13	-
T7	-	34,4	44,7	54,0	2417	-	2437	2450	2452	-	40,3	43,7	45,9	2,91	3,3E-12	-
T8	-	21,1	31,0	40,6	2400	-	2456	2437	2440	-	38,9	40,0	44,1	2,87	1,7E-12	-
T9	-	17,7	-	33,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T10	-	20,8	-	41,4		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T11	-	22,6	-	46,5		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T12	-	19,9	-	40,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T13	-	25,6	-	48,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T14	-	25,4	-	53,4	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
X1	5,4	9,1	-	23,8	2390	2397	2401	-	2392	13,2	16,6	-	25,4	-	8,3E-10	2,4E-11
X2	8,1	13,0	-	32,7	2389	2411	2392	-	2413	17,4	19,4	-	27,7	-	-	-
X3	6,5	12,6	18,0	27,8	2372	2373	2387	2378	2378	13,6	19,3	23,7	24,6	1,99	1,4E-10	-
X4	9,0	15,8	21,4	31,2	2414	2401	2403	2410	2401	17,2	22,7	25,4	27,0	2,40	9E-11	-
X5	11,1	19,3	25,7	34,6	2389	2407	2425	2420	2421	16,8	24,5	27,2	28,8	2,76	6,6E-12	-
X6	11,0	18,7	27,0	29,3	2389	2383	2407	2412	2388	18,3	22,7	24,9	29,4	2,51	*	-

* a permeabilidade era tão elevada que não foi possível aplicar uma pressão de 2,5 MPa

fc – resistência à compressão; γ – massa volúmica; E – módulo de elasticidade; CD – resistência à compressão diametral; K – coeficiente de permeabilidade.

O crescimento da resistência à compressão, entre os 90 dias e os 365 dias, variou entre 36%, no betão com 30% de cinzas, e 212%, no betão fabricado com 68% de cinzas e com cimento IV 32,5(A). Se não for considerado o betão fabricado com cimento IV 32,5 (B), o aumento da resistência em termos percentuais, entre os 90 dias e os 365 dias, foi crescente com a percentagem de cinzas no ligante. No betão V3, com 30% de cinzas, o crescimento da resistência entre os 365 dias e os 885 dias foi de 10,9%, enquanto que nos betões V6 e V7, com 68% de cinzas, o aumento entre os 365 dias e cerca de 810 dias foi de 16,7% e 8,1%, respectivamente.

Na figura 3.61 são apresentados os mesmos resultados que na figura 3.60, para os ensaios realizados até 1 ano de idade, mas agora colocando no eixo das abcissas a percentagem de cinzas do ligante. Nesta figura verifica-se que a diminuição da resistência à compressão com o aumento da dosagem de cinzas entre 30% e 50% não é muito acentuada a 1 ano de idade, tal como se tinha observado nos resultados obtidos com argamassas. Para maiores percentagens de substituição de cimento por cinzas a quebra ocorrida na resistência é notável, como se pode observar pelo aumento do declive das curvas de tendência da variação da resistência com a percentagem de cinzas do ligante.

A relação A/L dos betões V3, V2 e V1, fabricados com dosagens de cinzas entre 30% e 60% manteve-se praticamente constante, situando-se entre 0,59 e 0,62. A maior dosagem de água do betão V3 (relação A/L de 0,62), fabricado com menor dosagem de cinzas (30%), pode estar relacionada com o menor efeito fluidificante das cinzas, ou, noutra perspectiva, com o facto de ter uma consistência mais fluída, de 9 s Vêbê, do que os betões com 50% ou 60% de cinzas, que tiveram respectivamente 18 s e 19 s Vêbê. Apesar do betão com 30% de cinzas ter a relação A/L mais elevada, a resistência à compressão foi superior à dos outros dois betões. Porém, todo o volume de cinzas introduzido nas misturas está considerado como ligante, o que pode não ser correcto.

Nos betões V6 e V7, fabricados com os cimentos tipo IV, com uma dosagem total de cinzas de 68%, a relação A/L foi de 0,67 e 0,71, valores superiores aos observados nos outros três betões. A menor resistência destes betões está assim também relacionada com a maior dosagem de água utilizada, necessária para manter a trabalhabilidade no intervalo considerado de ± 5 s.

Nos betões T, cujos resultados se apresentam nas figuras 3.62 e 3.63, fabricados com inertes grossos calcários e areia natural siliciosa, foi usado o cimento tipo I 32,5R (C).

Na figura 3.62 pode observar-se que apesar da dosagem de ligante ser de apenas 190 kg/m^3, inferior à usada nos betões fabricados com granito, a resistência à compressão é bastante mais elevada, chegando a atingir 54 MPa aos 365 dias de idade, no betão com 30% de cinzas. Os ensaios foram efectuados em provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, podendo estimar-se que em provetes cúbicos de 15 cm de aresta, de acordo com a relação apresentada na norma NP ENV 206 entre as resistências características em cubos e em cilindros, a tensão de rotura seria da ordem dos 65 MPa. O crescimento da resistência entre os 90 dias e os 365 dias variou entre 20%, no betão com 0% de cinzas, e 31%, no betão com 50% de cinzas. Este crescimento é inferior ao observado nos betões fabricados com granito mas a tendência de variação da resistência com a dosagem de cinzas é semelhante. Como os resultados foram relativamente elevados aos 28 dias e aos 90 dias, e o crescimento da resistência entre os 90 dias e os 365 dias foi menor, as cinzas contribuiram significativamente para a resistência à compressão do betão nas idades mais jovens.

A maior reactividade inicial das cinzas observada nos betões T, relativamente aos betões V, pode ser explicada pela menor relação A/L e pela utilização de um cimento com maior teor de álcalis. Efectivamente, a reacção das cinzas depende fortemente da quebra e dissolução da sua estrutura vítrea pela solução alcalina presente na pasta. Quanto maior o teor em álcalis e menor a dosagem de água maior a concentração da solução e mais rapidamente as cinzas podem reagir.

Na figura 3.63 apresentam-se os resultados da resistência à compressão dos betões T em função da percentagem de substituição de cimento por cinzas. A tendência de variação é semelhante nas 3 idades apresentadas, 28 dias, 90 dias e 365 dias, observando-se que, como seria de esperar, com o aumento da idade do betão o ponto máximo das curvas desloca-se no sentido do crescimento da dosagem de cinzas. A 1 ano de idade, a diferença entre a resistências do betão sem cinzas e a resistência do betão com 30% de cinzas foi de precisamente 14,6%, valor da mesma ordem de grandeza dos previstos para betões convencionais pelo Comité 232 do ACI. Embora não se tenham ensaiado betões com mais de 50% de cinzas, com base na tendência de variação observada na figura, pode-se estimar que também nos betões T a substituição de cimento por cinzas em dosagens superiores a 50% resulta num decréscimo da resistência à compressão a idades não superiores a 1 ano.

Nas figuras 3.64 e 3.65 apresenta-se a variação da massa volúmica dos betões V e T, fabricados respectivamente com granito e calcário, com a variação da dosagem de cinzas no ligante. Em ambas as figuras observa-se que a variação da massa volúmica com a dosagem de cinzas é muito pequena e não é possível distinguir tendência alguma. Se por um lado na figura 3.64 os betões com teor máximo de cinzas, 68%, têm uma massa volúmica ligeiramente inferior aos restantes, na figura 3.65 os betões com cinzas têm uma massa volúmica ligeiramente superior ao betão sem cinzas. As variações são tão pequenas que podem reflectir, devido à forma aproximada do cálculo do volume, as incertezas associadas à realização do ensaio e não tendências de variação. Nos betões V a diferença entre o valor máximo e o valor mínimo foi de apenas 80 kg/m^3 e nos betões T a variação foi ainda menor, de 40 kg/m^3.

Nos betões completamente consolidados, ou seja, naqueles em que fosse possível extrair todo o volume de ar durante a compactação, a substituição de cimento por cinzas conduziria a uma diminuição da massa volúmica desde que a dosagem de água se mantivesse constante. Efectivamente, quando se substitui, em massa, a mesma porção de cimento por cinzas, estas vão ocupar, por um lado, o volume que antes era ocupado pelo cimento, e, por outro, parte do volume ocupado pelos inertes, porque a massa volúmica do cimento é superior à massa volúmica das cinzas. Como a massa volúmica dos inertes é, em geral, superior à massa volúmica das cinzas, também a ocupação pelas cinzas de parte do volume dos inertes seria motivo para a diminuição da massa volúmica. Apesar disso a substituição de cimento por cinzas pode não se traduzir na diminuição da massa volúmica do betão por duas razões principais: por um lado, nem em obra nem em laboratório, com os métodos usuais de fabrico de provetes, é possível obter a completa consolidação do betão, existindo sempre algum ar incorporado na mistura; por outro, quando se comparam betões com a mesma trabalhabilidade, a introdução de cinzas volantes conduz à variação da dosagem de água e portanto à variação da dosagem dos componentes sólidos do betão. A substituição de cimento por cinzas tem assim também factores que podem levar ao aumento da massa volúmica, designadamente: a melhoria da trabalhabilidade do betão, que normalmente ocorre nos betões com cinzas, pode conduzir à diminuição da porosidade do betão; a diminuição da dosagem de água, que em geral ocorre quando se a incorporam cinzas volantes na mistura, contribui para o aumento da massa volúmica devido ao maior volume de sólidos presente.

Nas figuras 3.66 e 3.67 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade dos betões V e T com a percentagem de cinzas no ligante. De forma geral a variação do módulo de elasticidade com a percentagem de cinzas do ligante segue a mesma tendência da variação observada na resistência à compressão. Tal como para a resistência também com o módulo de elasticidade se observa que nos betões com dosagens de cinzas volantes superiores a 30% do ligante os valores medidos diminuem em todas as idades com o crescimento da dosagem de cinzas. No entanto, a variação do módulo de elasticidade com a percentagem de cinzas é proporcionalmente menor que a variação observada na resistência à compressão. Em ambos os betões, T e V, os maiores valores do módulo de elasticidade foram medidos nos betões com 30% de cinzas volantes.

Tal como se verificou para a resistência à compressão, o módulo de elasticidade dos betões T, fabricados com calcário e areia natural siliciosa, é significativamente superior ao módulo de elasticidade dos betões V, fabricados com granito. No entanto, a diferença observada entre os valores do módulo de elasticidade dos betões V e T, para a mesma relação F/(C+F), é proporcionalmente superior à diferença que ocorreu na resistência à compressão dos dois betões. Assim, por exemplo, comparando os valores máximos da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, verifica-se o seguinte: a resistência à compressão dos betões V e T, com 30% de cinzas, a 1 ano de idade, foi de respectivamente 34,1 MPa e 54,0 MPa, ou seja o betão T apresentou uma resistência 58% superior ao betão V; o módulo de elasticidade dos betões V e T, com 30% de cinzas, a 1 ano de idade, foi de respectivamente 22,3 GPa e 45,9 GPa, o que representa um aumento de 106%. Assim, analisando a variação do módulo de elasticidade com a variação da composição dos betões V e T, a alteração da dosagem de cinzas foi muito menos relevante que a mudança do tipo de inerte. A mudança de inerte fez alterar a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

Lane and Best [129] relataram que betões com cinzas volantes apresentaram módulos de elasticidade um pouco menores a idades jovens e um pouco maiores a idades mais avançadas que betões similares sem cinzas. Os autores referem também que o efeito das cinzas não é tão pronunciado no módulo de elasticidade como é na resistência à compressão. Outros estudos concluíram também que as características dos cimentos e dos inertes têm um efeito mais relevante no módulo de elasticidade que a incorporação de cinzas no betão. Os resultados experimentais obtidos neste trabalho estão de acordo com o que é referido na literatura.

O módulo de elasticidade pode ser expresso em função da resistência à compressão pela expressão 3.5 (ver secção 4.6.1).

$$E_c\ (GPa) = \alpha_e * 9{,}5 * \sqrt[3]{f_c(MPa)} \qquad \textbf{(3.5)}$$

Em que E_c é o módulo de elasticidade, f_c é a resistência à compressão do betão e α_e é um coeficiente que depende do tipo de inerte. Nas figuras 3.68 e 3.69 apresenta-se o valor de α_e obtido com os resultados da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos betões V e T. Na figura 3.68 mostra-se a variação de α_e com a idade do betão. Nesta figura pode observar-se que, para a mesma resistência à compressão, os betões T, fabricados com inertes grossos calcários e areia siliciosa, apresentam um módulo de elasticidade superior aos betões V, fabricados com inertes graníticos. Por outro lado, o coeficiente α_e mantém-se relativamente constante com a idade. Na figura 3.69 o valor de α_e é apresentado em função da dosagem de cinzas no ligante. Nesta figura apesar de se poder observar um ligeiro aumento do módulo de elasticidade com a percentagem de cinzas, para betões com a mesma resistência à compressão, a variação de α_e é muito pequena. Verifica-se assim que, como era de esperar, o tipo de inerte tem uma influência muito maior que a dosagem de cinzas no módulo de elasticidade do betão.

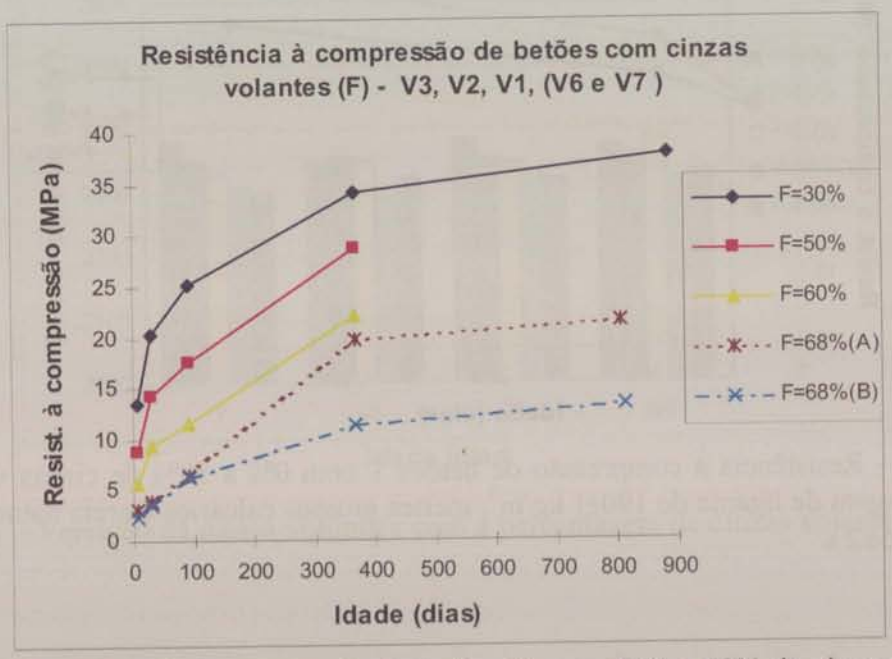


Figura 3.60 – Resistência à compressão de betões V com 30% a 68% de cinzas volantes no ligante . Dosagem de ligante de 233±3 kg/m^3, inertes graníticos G2, Vêbê=14±5 s.

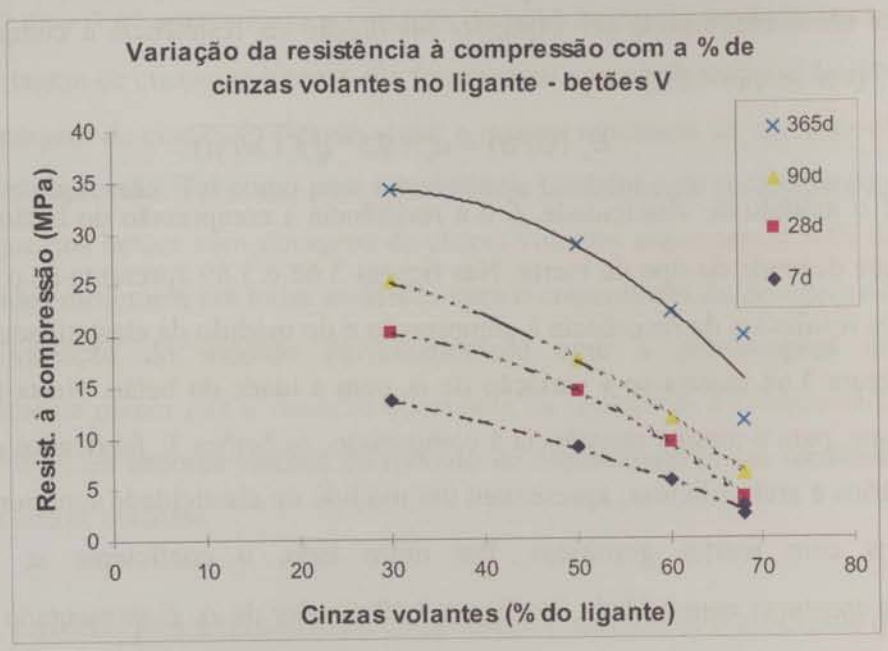


Figura 3.61 – Variação da resistência à compressão com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões V3, V2, V1, V6 e V7.

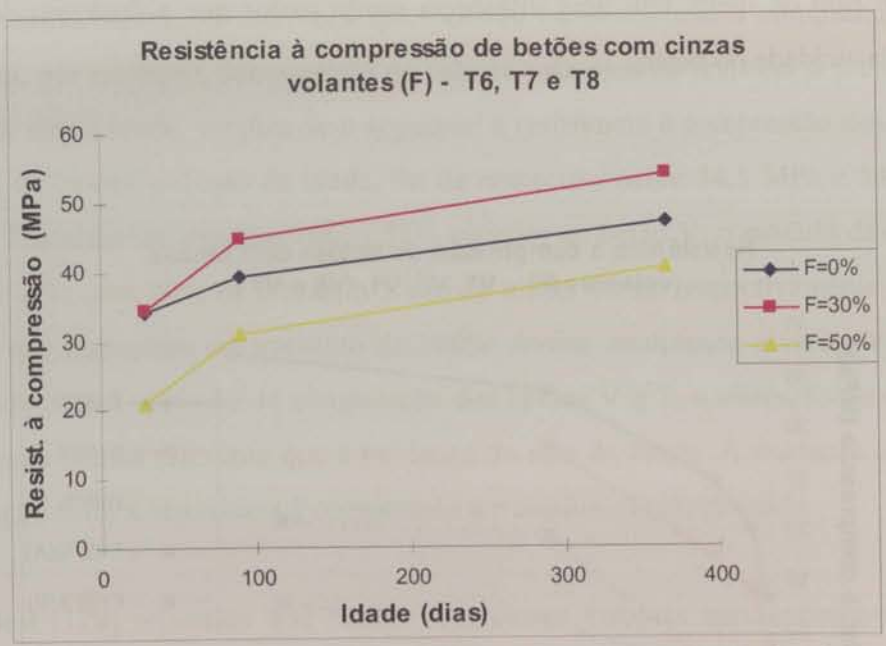


Figura 3.62 – Resistência à compressão de betões T com 0% a 50% de cinzas volantes no ligante. Dosagem de ligante de 190±1 kg/m^3, inertes grossos calcários e areia natural siliciosa CB, Vêbê=15±2 s.

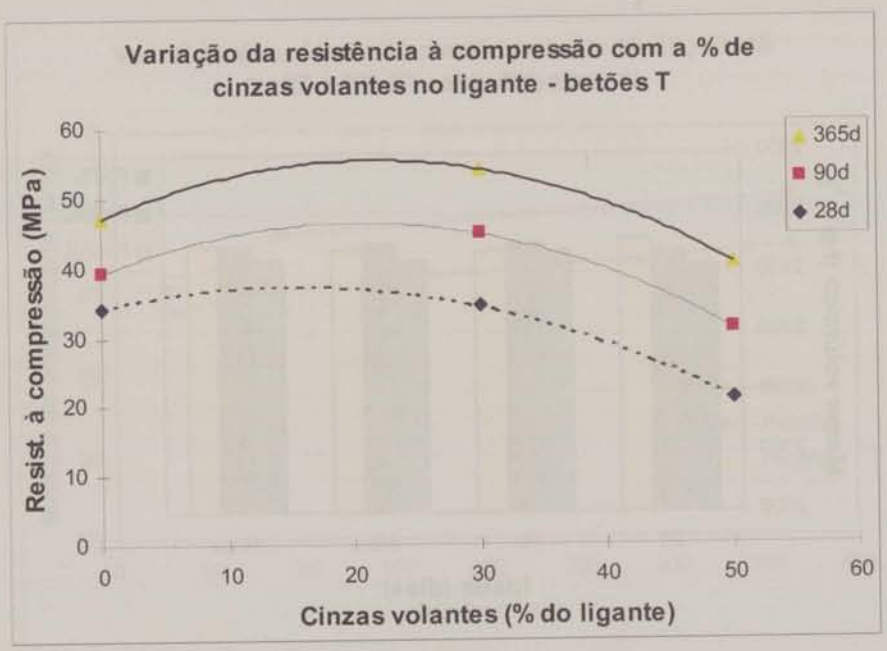


Figura 3.63 – Variação da resistência à compressão com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões T6, T7 e T8.

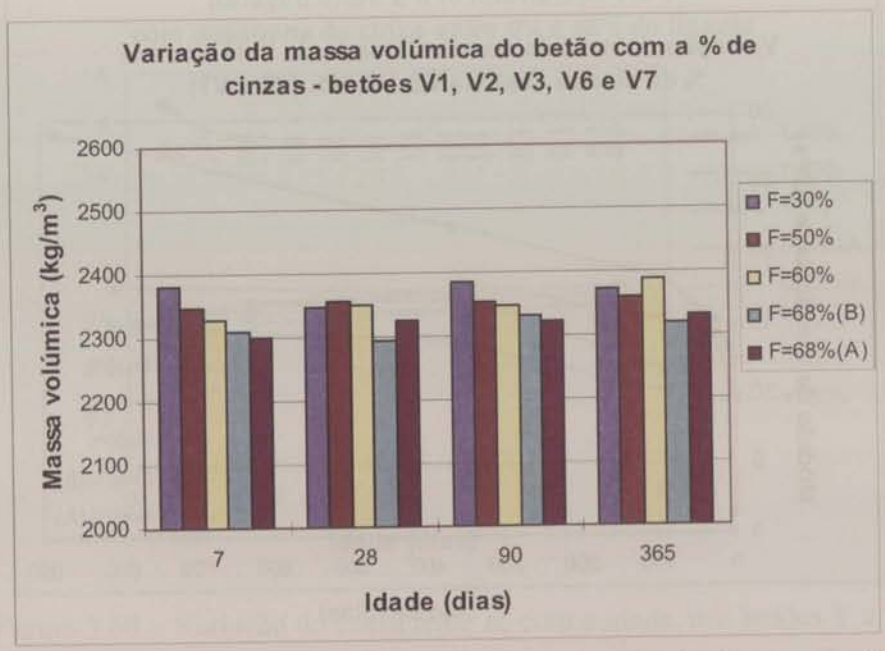


Figura 3.64 – Variação da massa volúmica com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões V.

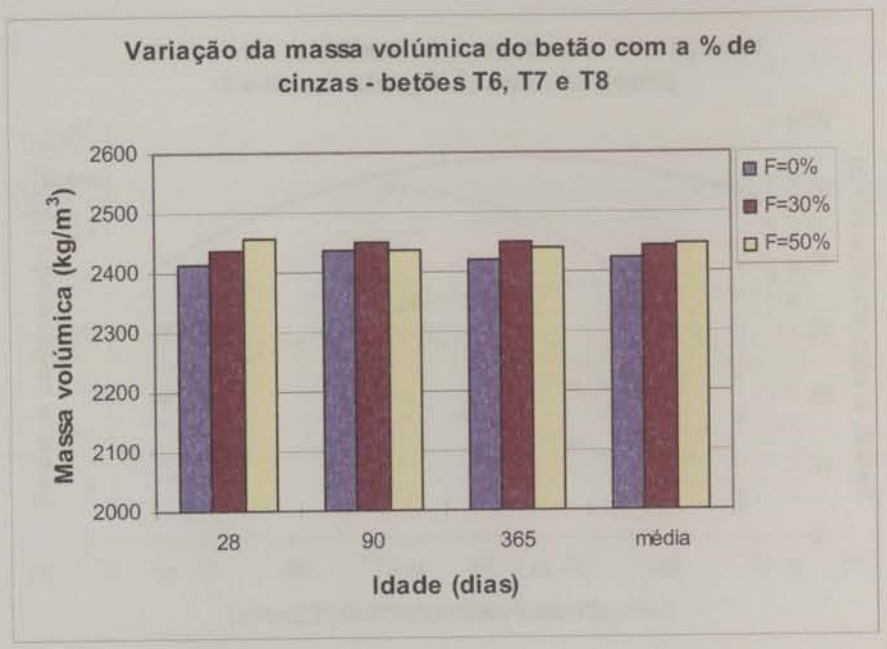


Figura 3.65 – Variação da massa volúmica com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões T.

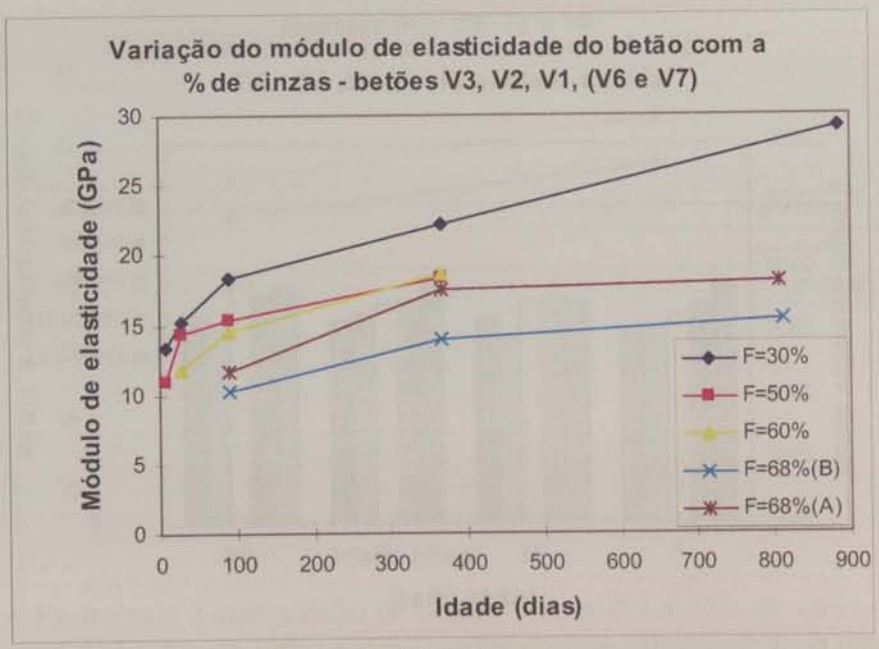


Figura 3.66 - Variação do módulo de elasticidade com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões V.

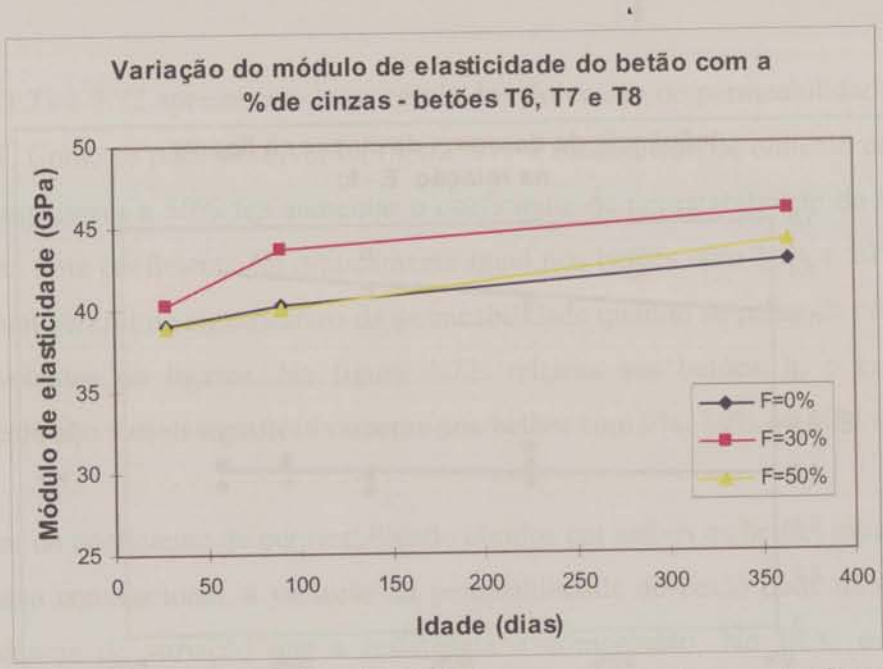


Figura 3.67 - Variação do módulo de elasticidade com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões T.

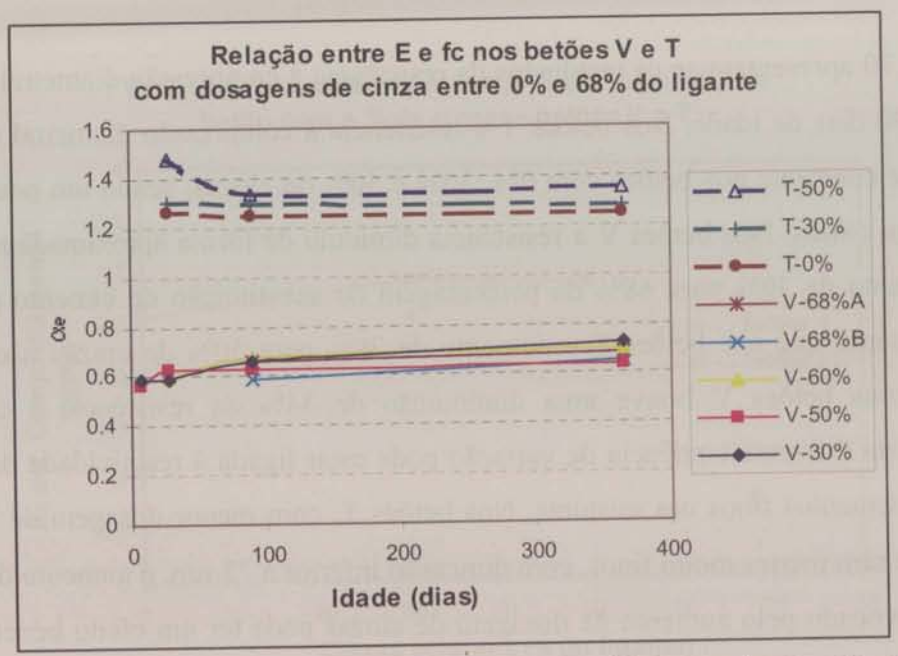


Figura 3.68 – Variação do coeficiente α_e com a idade, nos betões V e T.

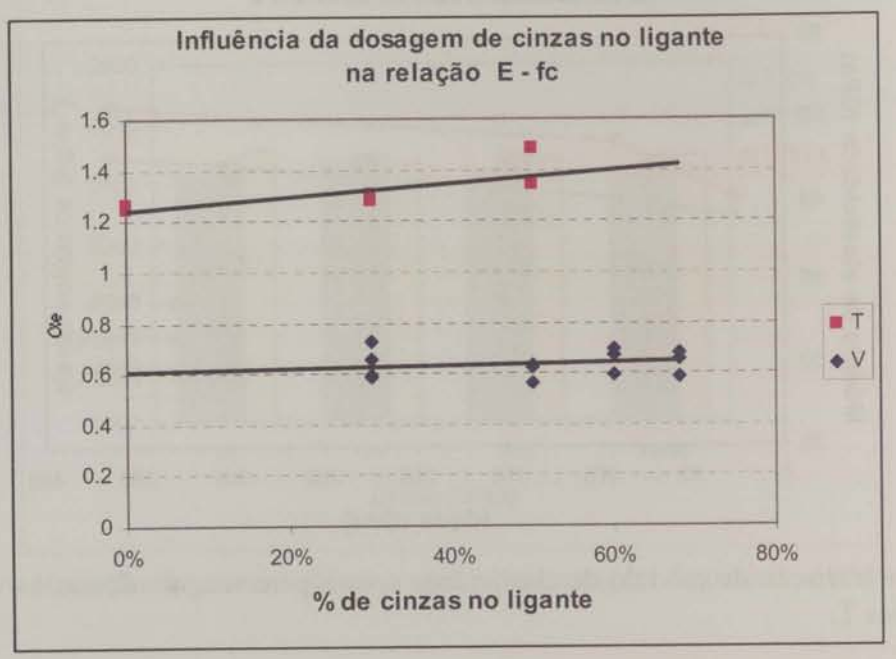


Figura 3.69 – Variação do coeficiente α_e com a percentagem de cinzas no ligante, nos betões V e T.

Na figura 3.70 apresentam-se os resultados da resistência à compressão diametral dos betões V e T aos 90 dias de idade. Nos betões T a resistência à compressão diametral manteve-se praticamente constante nos betões com 0%, 30% e 50% de cinzas, sendo um pouco inferior no betão sem cinzas. Nos betões V a resistência diminuiu de forma aproximadamente linear com o aumento de 30% para 68% da percentagem de substituição de cimento por cinzas. Assim, enquanto que nos betões T o aumento de 30% para 50% de cinzas não afectou a resistência, nos betões V houve uma diminuição de 34% da resistência à compressão diametral. Esta diferente tendência de variação pode estar ligada à reactividade das cinzas e ao teor de elementos finos nas misturas. Nos betões T, com menor dosagem de ligante, de 190 kg/m^3, e sem inertes muito finos, com dimensão inferior a 75 μm, o aumento da dosagem de pasta provocado pelo aumento da dosagem de cinzas pode ter um efeito benéfico para a coesão do betão, compensando a diminuição da resistência devido à diminuição da dosagem de cimento. Nos betões V, com uma dosagem de ligante superior, de 233 kg/m^3, e com 2,7% de filer, o aumento da dosagem de cinzas não melhorou a coesão, eventualmente porque a mistura continha já uma dosagem suficiente de elementos finos. Por outro lado, aos 90 dias a diferença entre a resistência à compressão dos betões com 30% de cinzas e a resistência dos betões com 50% de cinzas é significativamente maior no betão V do que no betão T, ocorrendo o mesmo na resistência à compressão diametral.

Nas figuras 3.71 e 3.72 apresentam-se os resultados do ensaio de permeabilidade à água dos betões V e T. Como se pode observar na figura 3.71 a substituição de cimento por cinzas em proporções superiores a 50% fez aumentar o coeficiente de permeabilidade do betão aos 90 dias de idade. Este coeficiente foi praticamente igual nos betões com 30% e 50% de cinzas. Observa-se um acréscimo significativo da permeabilidade quando se passa de 50% para 60% de cinzas volantes no ligante. Na figura 3.72, relativa aos betões T, o coeficiente de permeabilidade não variou significativamente nos betões com 0%, 30% ou 50% de cinzas.

Os resultados do coeficiente de permeabilidade obtidos em ambos os betões mostram que, tal como no betão convencional, a variação da permeabilidade do betão pode não apresentar a mesma tendência de variação que a resistência à compressão. No BCC o aumento da dosagem de cinzas pode fazer diminuir a resistência à compressão sem comprometer a permeabilidade do betão.

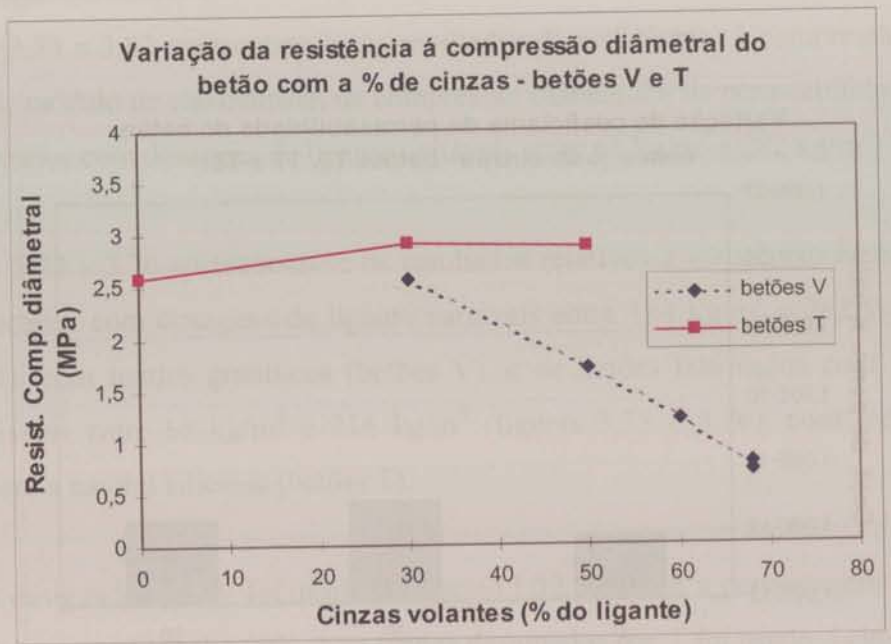


Figura 3.70 - Variação da resistência à compressão diametral, aos 90 dias de idade, com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões V3, V2, V1, V6, V7, T6, T7 e T8.

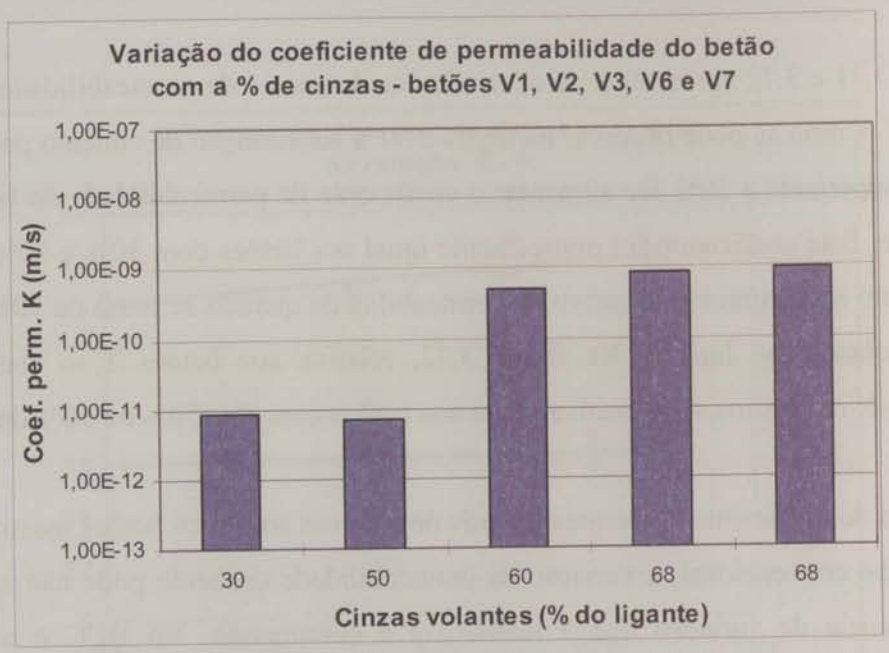


Figura 3.71 - Variação do coeficiente de permeabilidade aos 90 dias com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões V.

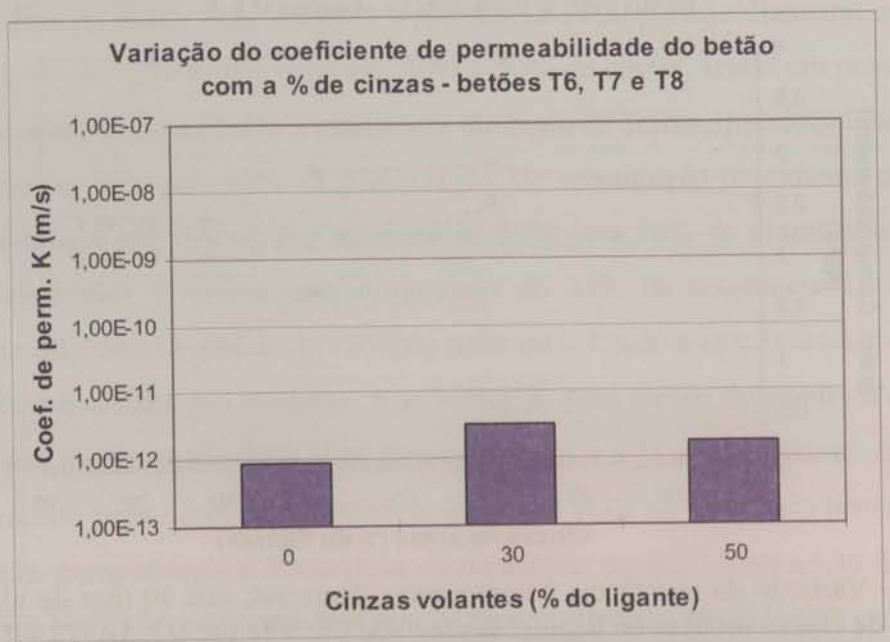


Figura 3.72- Variação do coeficiente de permeabilidade aos 28 dias com a percentagem de cinzas volantes no ligante. Betões T.

3.5.2.7.3 – Influência da dosagem de ligante

A dosagem de cimento do BCC é, em geral, reduzida, quando comparada com a utilizada no betão convencional, devido principalmente à necessidade de limitar a elevação de temperatura no betão. Como já foi atrás referido, o BCC pode ser fabricado com dosagens de ligante muito variadas. Existem até autores que defendem posições opostas relativamente à dosagem de ligante a usar nas barragens de BCC, nomeadamente quando se pretende uma estrutura pouco permeável. Por exemplo, Schrader [175] defende que a permeabilidade do BCC não é alterada com a variação da dosagem de ligante do betão, mas, pelo contrário, Dunstan [8], refere que a permeabilidade do BCC depende da sua dosagem de ligante.

A dosagem de ligante depende da dosagem de pasta necessária na mistura, que, como já foi referido, tem enorme influência nas características do betão, quer no estado fresco quer no endurecido. Neste trabalho estudou-se a variação de características de betões, fabricados com dois tipos de inertes, com a variação da dosagem de ligante.

Nas figuras 3.73 a 3.82 apresentam-se os resultados da resistência à compressão, da massa volúmica, do módulo de elasticidade, da compressão diâmetral e da permeabilidade à água de betões fabricados com dosagens de ligante variáveis entre 68 kg/m^3 e 282 kg/m^3.

Nas figuras 3.73 a 3.76 apresentam-se os resultados relativos à resistência à compressão de betões fabricados com dosagens de ligante variáveis entre 184 kg/m^3 e 282 kg/m^3 (figuras 3.73 e 3.74), com inertes graníticos (betões V), e de betões fabricados com dosagens de ligante variáveis entre 68 kg/m^3 e 216 kg/m^3 (figuras 3.75 e 3.76), com inertes grossos calcários e areia natural siliciosa (betões T).

Nos betões designados por V foi usado o cimento I 32,5R (B) e a percentagem de cinzas no ligante foi constante e igual a 60%. Nos betões designados por T foi usado o cimento IV 32,5 (B) e não foram adicionadas cinzas. Assim, os betões T continham apenas as cinzas já incorporadas no cimento que era composto por 55% de clínquer, 35% de cinzas volantes e 10% de fíler. Como já foi atrás referido este cimento tipo IV tinha uma resistência aos 28 dias de apenas 30,6 MPa.

Nas figuras 3.73 e 3.74 apresenta-se a variação da resistência à compressão com a dosagem de ligante dos betões V com 60% de cinzas volantes no ligante. Apesar de se observar, em todas as idades, um aumento da resistência com a dosagem de ligante, o crescimento não é muito significativo. A resistência à compressão é relativamente baixa até aos 90 dias de idade independentemente da dosagem de ligante. Por exemplo, no betão fabricado com 282 kg/m^3 de ligante, uma dosagem já muito elevada para BCC, aos 90 dias não se atinge sequer 15 MPa. Só a 1 ano de idade é que se nota um crescimento mais acentuado da resistência com a dosagem de ligante, o que se deve à elevada dosagem de cinzas. Porém, a fraca qualidade dos inertes, que tem influência na dosagem de água da mistura, necessária para obter a trabalhabilidade especificada de 17±2 s Vêbê, é também responsável pelas reduzidas resistências obtidas. A dosagem de água nas 3 misturas fabricadas variou de cerca de 20 litros, sendo praticamente igual nos betões com maior e menor dosagem de ligante. O maior valor de A/L (0,84) no betão com 184 kg/m^3 de ligante corresponde à menor resistência à compressão observada, como seria de esperar. Nos outros dois betões, com 236 kg/m^3 e 282 kg/m^3 de ligante, a relação A/L foi de, respectivamente, 0,59 e 0,55. A maior resistência obtida nestes dois betões, particularmente a 1 ano de idade, para além de ser devida à menor relação A/L, também pode está relacionada com a maior dosagem de pasta que melhora a capacidade de homogeneização do betão e diminui a possibilidade da existência de grandes vazios.

Apesar de se obterem resistências à compressão relativamente baixas até aos 90 dias, a evolução posterior da resistência é notável, verificando-se um crescimento entre os 90 dias e 1 ano variável entre 74% e 93%. Este crescimento da resistência deve-se à elevada proporção de cinzas no ligante. A taxa de crescimento da resistência com a dosagem de ligante é relativamente pequena entre os 7 e os 90 dias mas a 1 ano é significativamente maior, como se pode observar pela figura 3.74. A idades jovens, o crescimento da resistência depende principalmente da dosagem de clínquer, que neste caso é inferior a 40% do ligante. A idades avançadas, quando a maioria das partículas das cinzas volantes já reagiram com o hidróxido de cálcio, quase todo o ligante contribui para a formação de produtos hidratados, o que se traduz na obtenção de resistências mais elevadas.

Nas figuras 3.75 e 3.76 mostra-se a variação da resistência à compressão com a dosagem de ligante dos betões T, fabricados com cimento tipo IV 32,5 (B). A resistência à compressão aumenta com a dosagem de ligante a qualquer idade, tal como se tinha observado nos betões

V. Neste caso, porém, as resistências são bastante mais elevadas e o crescimento da resistência com a dosagem de ligante é já significativo a idades jovens porque a dosagem de cinzas no ligante é menor. No entanto, a resistência do betão com uma dosagem de ligante de apenas 68 kg/m^3 é muito baixa, atingindo a 1 ano de idade somente 8,6 MPa.

Nos betões T foi necessário aumentar a dosagem de água nas misturas com menor dosagem de ligante, para manter a trabalhabilidade constante. Apesar disso, a dosagem de água não variou significativamente, situando-se entre 110 kg/m^3 e 122 kg/m^3. A relação A/L variou de forma decrescente com a dosagem de ligante, entre 1,78, no betão com 68 kg/m^3 de ligante, e 0,51, no betão com 216 kg/m^3 de ligante. O crescimento da dosagem de ligante torna a mistura mais trabalhável, permitindo assim uma diminuição da dosagem de água. Estas variações de sentido oposto nas dosagens de água e de ligante fazem diminuir drasticamente a relação A/L, que é um parâmetro muito importante para a resistência do betão.

Apesar dos valores de A/L mínimos observados nos betões V e T estarem próximos, respectivamente 0,59 e 0,51, a resistência dos betões é significativamente diferente. Os betões V têm 60% de cinzas no ligante e os betões T têm apenas 35%. Assim, convertendo a relação A/L para A/C, considerando C não como dosagem de cimento mas como dosagem de clínquer, e admitindo que o cimento tipo I usado tinha 95% de clínquer, então obtêm-se, respectivamente, valores de 1,44 e 0,92, com uma diferença de 0,52, mais coerente com a variação da resistência observada, particularmente nas idades mais jovens.

O aumento da resistência entre os 90 dias e 1 ano nos betões T não é tão elevado como nos betões V, devido à menor proporção de cinzas no ligante, tendo a resistência crescido entre 29%, no betão com 216 kg/m^3 de ligante, e 63%, no betão com 114 kg/m^3 de ligante. As curvas de crescimento da resistência com a dosagem de ligante são quase paralelas já a partir dos 28 dias de idade, como se pode observar na figura 3.76.

Nas figuras 3.77 e 3.78 apresenta-se a variação da massa volúmica dos betões V e T, fabricados respectivamente com granito e calcário, com a variação da dosagem do ligante. Tal como se observou nos betões fabricados com dosagem variável de cinzas volantes, também neste caso a variação da massa volúmica com a dosagem de ligante é muito pequena. Nos betões V a diferença entre o valor máximo e o valor mínimo da massa volúmica foi de apenas 50 kg/m^3 e nos betões T a variação foi de 60 kg/m^3. Nos betões T a mistura com 68

kg/m^3 de ligante teve uma massa volúmica algo inferior às restantes, o que indica que o volume de vazios deste betão seria superior, devido eventualmente à reduzida dosagem de pasta presente.

Nas figuras 3.79 e 3.80 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade dos betões V e T com a dosagem de ligante. O módulo de elasticidade dos betões V variou entre 9 GPa e 19 GPa, e o módulo de elasticidade dos betões T entre 22 GPa e 44 GPa. Esta diferença nos módulos de elasticidade dos dois betões são devidas principalmente à natureza dos inertes, à resistência do betão e à deformabilidade da interface entre a pasta e o inerte.

Analisando separadamente as figuras 3.79 e 3.80, relativas respectivamente aos betões V e T, observa-se que, para ambos os casos, as misturas com menor dosagem de ligante (184 kg/m^3 nos betões V, 68 kg/m^3 e 114 kg/m^3 nos betões T) têm módulos de elasticidade significativamente inferiores às misturas com maior dosagem de ligante. Nos betões com dosagens de ligante mais elevadas, de 236 kg/m^3 e 282 kg/m^3 nos betões V (figura 3.79), e de 171 kg/m^3 e 216 kg/m^3 nos betões T (figura 3.80), os módulos de elasticidade são semelhantes, apesar de terem diferente resistência à compressão. Nos betões com resistências relativamente baixas a variação do módulo de elasticidade do betão com a rigidez da pasta é mais elevada porque a deformabilidade da pasta e da interface entre a pasta e o inerte é muito superior à deformabilidade do inerte. Nos betões mais resistentes a maior rigidez da pasta, que permite maior mobilização da rigidez do inerte, e a elevada proporção de inertes no volume do betão torna menor a variação do módulo de elasticidade com a variação da rigidez da pasta porque a deformabilidade do inerte tem maior relevo na deformabilidade total.

Na figura 3.81 apresentam-se os resultados da resistência à compressão diametral aos 90 dias dos betões V e T. A variação desta resistência com a dosagem de ligante segue a mesma tendência que a variação observada na resistência à compressão. Enquanto que nos betões T o crescimento da resistência com o aumento da dosagem de ligante é acentuado, nos betões V, devido à maior dosagem de cinzas no ligante, o crescimento é proporcionalmente menor.

Em ambos os betões, V e T, a resistência à compressão diametral medida foi em média de 11% da resistência à compressão simples obtida em betões fabricados com a mesma composição e ensaiados à mesma idade. A resistência à compressão diametral é, em proporção da resistência à compressão, maior nos betões menos resistentes.

Na figura 3.82 mostra-se a variação do coeficiente de permeabilidade com a dosagem de ligante nos betões V e T. Nos betões V o ensaio foi efectuado aos 90 dias e nos betões T aos 28 dias de idade. Na figura observa-se que nos betões V, mesmo com dosagens elevadas de ligante, o coeficiente de permeabilidade, K, é relativamente elevado, variando entre 8,6E-10 m/s e 2,6E-10 m/s. Apesar da elevada dosagem de cinzas a porosidade é ainda elevada aos 90 dias, como os fracos resultados obtidos na resistência à compressão permitiam prever, indicando que as cinzas a esta idade não contribuiram significativamente para fechar a estrutura porosa do betão. Nos betões V4 e V5, apesar da diferença na dosagem de ligante ser de 98 kg/m^3, a diferença na dosagem de cimento é de apenas 39 kg/m^3, o que se reflecte na pequena diminuição observada no coeficiente de permeabilidade dos betões.

Nos betões T, pelo contrário, o coeficiente de permeabilidade aos 28 dias diminuiu significativamente com o aumento da dosagem de ligante. Este coeficiente passou de 1,10 E-9 m/s, no betão com 114 kg/m^3, para 9,3E-13 m/s, no betão com 216 kg/m^3. Neste caso o aumento da dosagem de ligante foi de 112 kg/m^3, apenas mais 14 kg/m^3 que no caso dos betões V, e o aumento da dosagem de clínquer de 56 kg/m^3. Por outro lado a relação A/C é muito mais elevada nos betões V, o que contribuiu para que a estrutura destes betões fosse mais porosa que a estrutura dos betões T, apesar de terem uma dosagem de ligante superior.

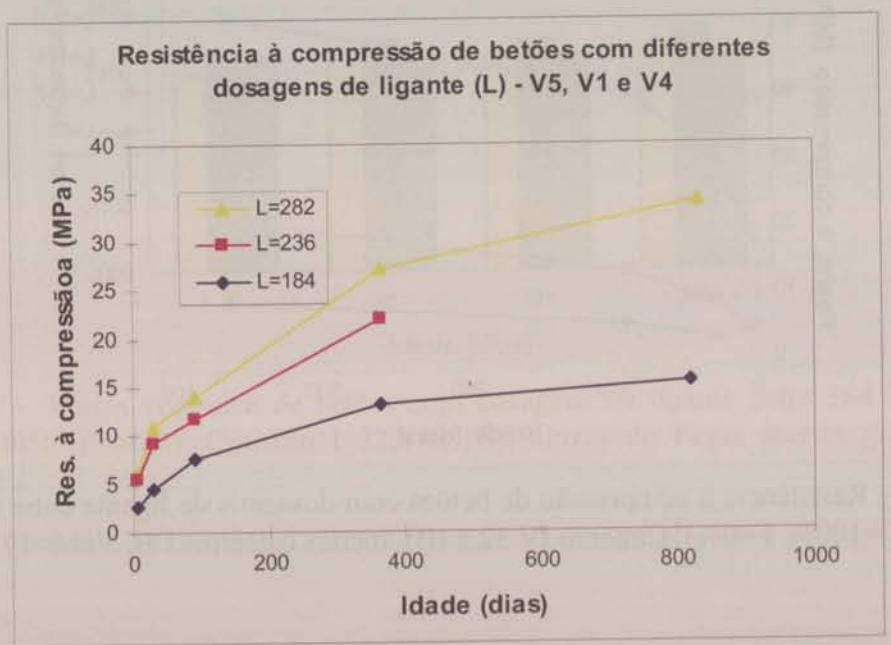


Figura 3.73 – Resistência à compressão de betões com dosagens de ligante entre 184 kg/m^3 e 282 kg/m^3 (C=40%, F=60%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=17±2 s.

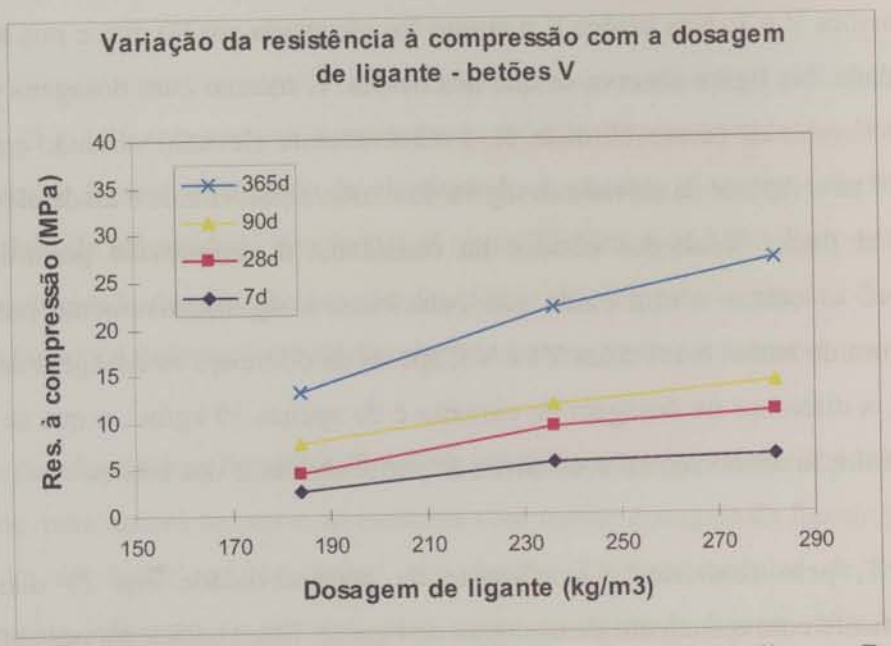


Figura 3.74 – Variação da resistência à compressão com a dosagem de ligante. Betões V5, V1 e V4.

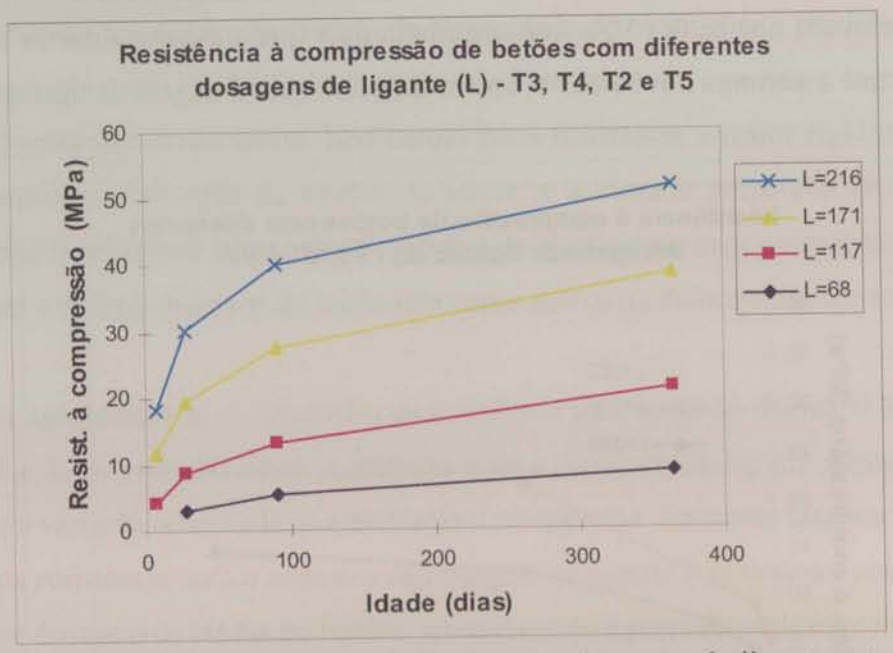


Figura 3.75 – Resistência à compressão de betões com dosagens de ligante entre 68 kg/m^3 e 216 kg/m^3 (C=100%, F=0%). Cimento IV 32,5 (B), inertes calcários CB, Vêbê=17±3 s.

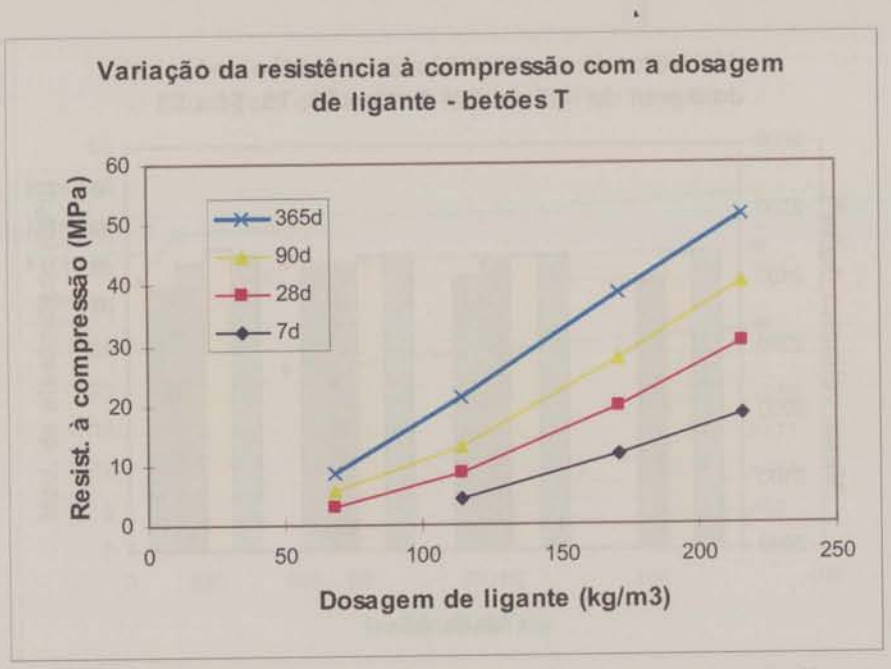


Figura 3.76 – Variação da resistência à compressão com a dosagem de ligante. Betões T2, T4, T3 e T5.

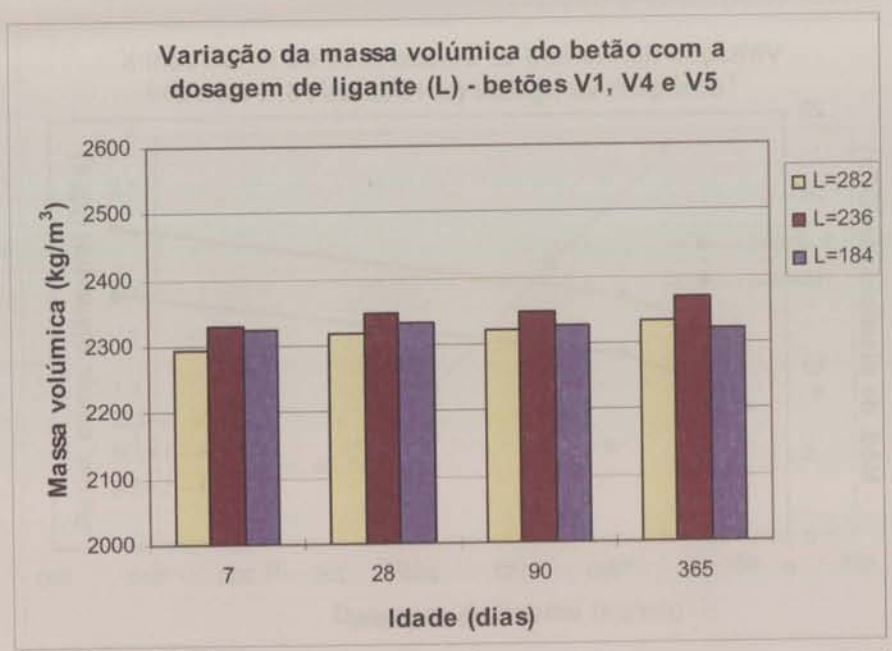


Figura 3.77 – Massa volúmica de betões com dosagens de ligante entre 184 kg/m^3 e 282 kg/m^3 (C=40%, F=60%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=17±2 s.

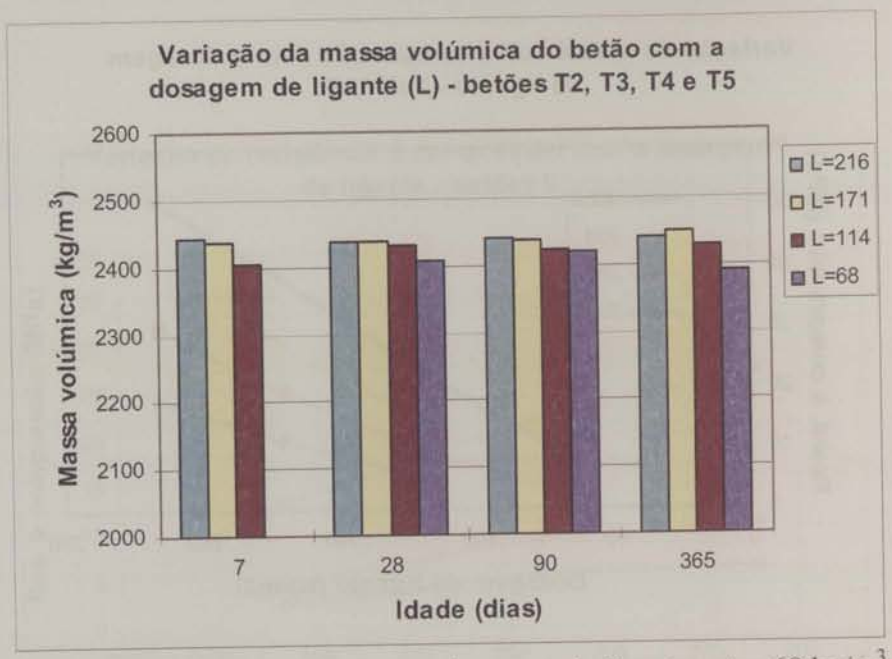


Figura 3.78 – Massa volúmica de betões com dosagens de ligante entre 68 kg/m^3 e 216 kg/m^3 (C=100%, F=0%). Cimento IV 32,5 (B), inertes calcários CB, Vêbê=17±3 s.

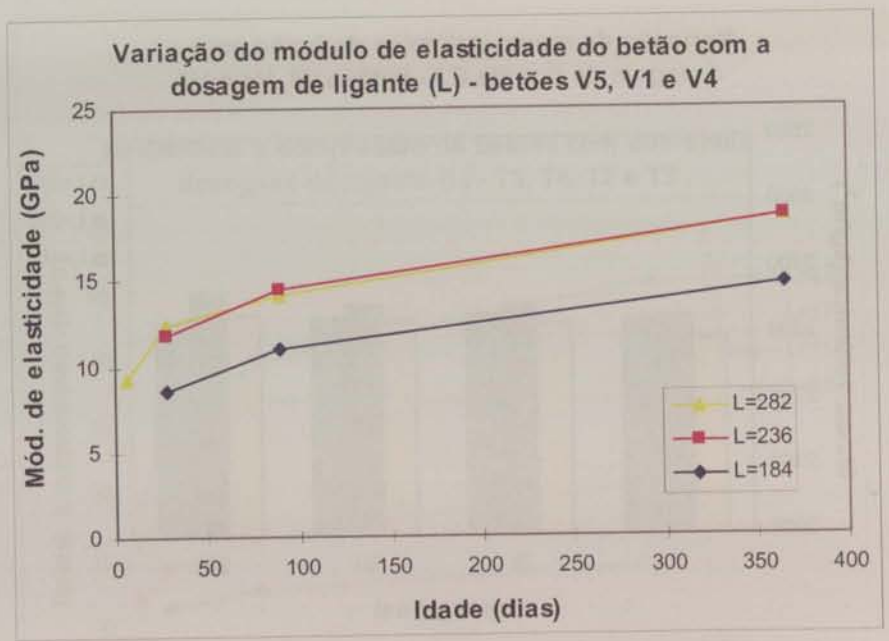


Figura 3.79 – Módulo de elasticidade de betões com dosagens de ligante entre 184 kg/m^3 e 282 kg/m^3 (C=40%, F=60%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=17±2 s.

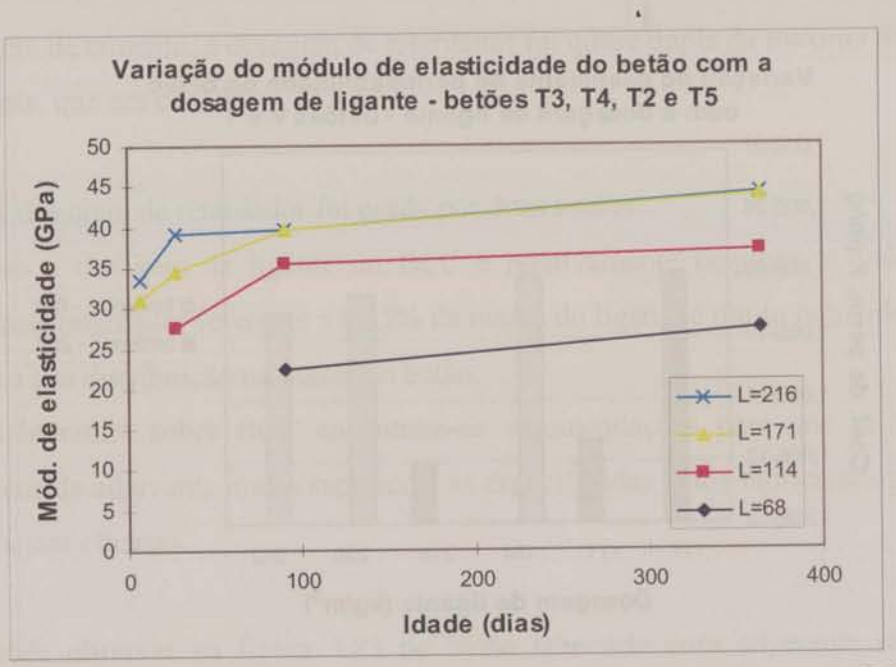


Figura 3.80 – Módulo de elasticidade de betões com dosagens de ligante entre 68 kg/m^3 e 216 kg/m^3 (C=100%, F=0%). Cimento IV 32,5 (B), inertes calcários CB, Vêbê=17±3 s.

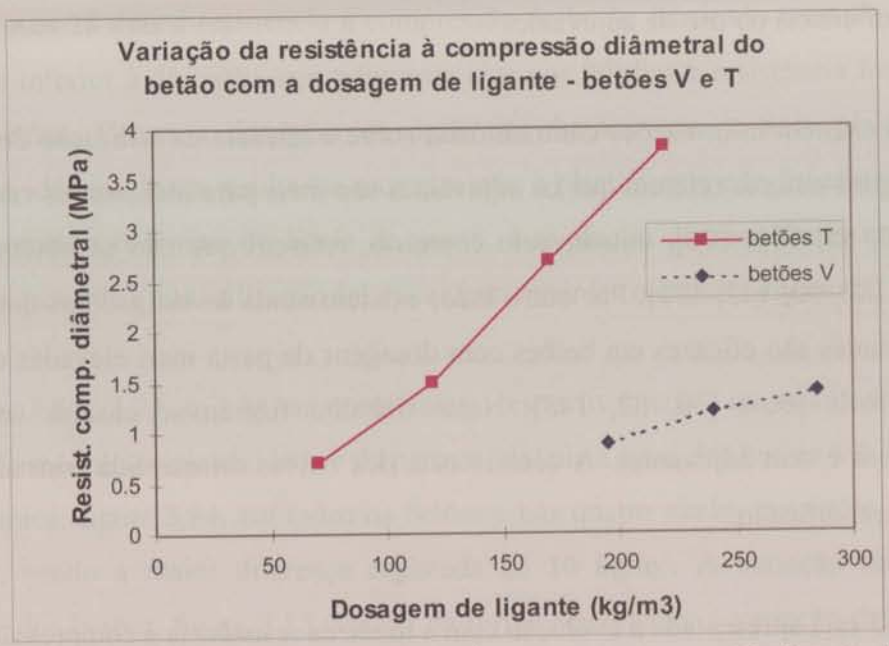


Figura 3.81 - Variação da resistência à compressão diametral, aos 90 dias de idade, com a dosagem de ligante. Betões V1, V4, V5, T2, T3, T4 e T5.

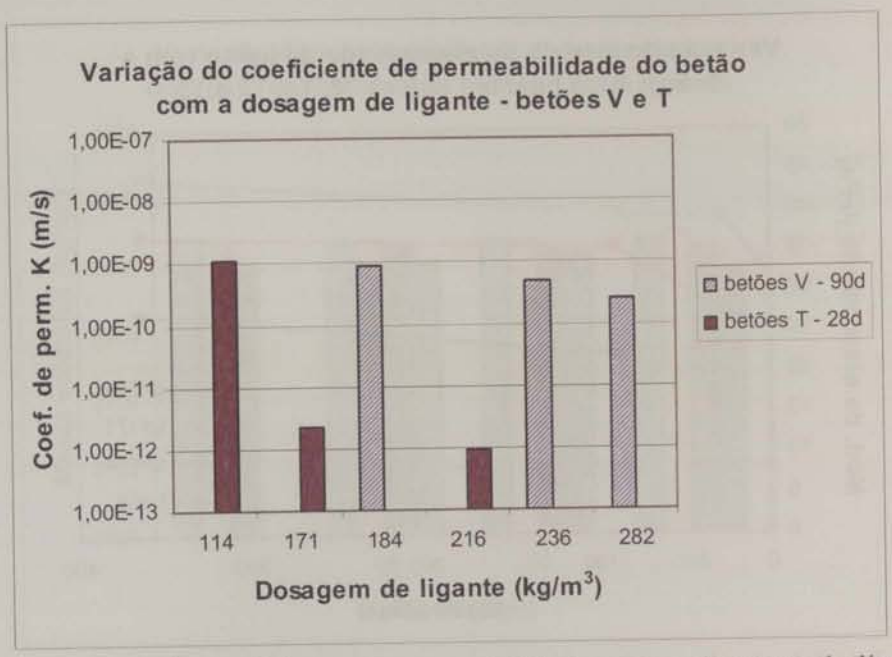


Figura 3.82 - Variação do coeficiente de permeabilidade com a dosagem de ligante. Ensaio aos 90 dias nos betões V1, V4 e V5. Ensaio aos 28 dias nos betões T2, T4 e T5.

3.5.2.7.4 – Influência do uso de adjuvantes

Na literatura existem informações contraditórias sobre a eficácia da utilização de adjuvantes no BCC. Alguns autores referem que os adjuvantes são úteis para melhorar as características do betão [10, 85, 144, 176], outros, pelo contrário, referem que não se obtêm resultados satisfatórios [82, 90, 142, 177]. Por outro lado, existem ainda investigadores que defendem que os adjuvantes são eficazes em betões com dosagens de pasta mais elevadas e ineficazes nos betões mais secos [30, 62, 145]. Neste trabalho fizeram-se ensaios sobre betões fabricados com e sem adjuvantes. A consistência dos betões foi mantida constante, igual a 15±3 s Vêbê modificado.

Na figura 3.83 está apresentada a evolução com a idade da resistência à compressão de betões V, fabricados inertes graníticos G2. Os betões continham 118 kg/m^3 de cimento I 32,5 R (B) e 118 kg/m^3 de cinzas volantes. Os adjuvantes usados foram o plastificante Pozzolith 390 N (P) e o retardador de presa Pozzolith 101R (R). Este último adjuvante além de ser retardador tinha também um efeito plastificante. As dosagens do plastificante e do retardador de presa foram, em volume, respectivamente de 0,8% e 0,6% da massa do ligante. Enquanto que a dosagem de plastificante, 0,8%, se encontrava dentro dos limites sugeridos pelo fabricante, que era de 0,2% a 0,8% do peso do cimento, desde que se considere a dosagem de cinzas

como dosagem de cimento, a dosagem de retardador foi quase dupla da máxima recomendada pelo fabricante, que era de 0,35%.

Esta elevada dosagem de retardador foi usada por duas razões:

i) como a dosagem de ligante no BCC é relativamente pequena, o volume de adjuvante retardador referente a 0,35% da massa do ligante é muito reduzido, sendo difícil a sua distribuição na massa do betão;

ii) na literatura sobre BCC encontram-se recomendações para que se utilizem dosagens de adjuvante muito superiores às especificadas pelos fabricantes para que estes sejam eficazes.

Como se pode observar na figura 3.83 no betão fabricado com adjuvante retardador os resultados foram um pouco inferiores aos obtidos nos outros betões, aos 90 dias e a 1 ano de idade. No entanto, aos 28 dias a resistência deste betão foi muito mais baixa. A elevada dosagem de retardador fez com que o endurecimento deste betão se processasse muito mais lentamente. Aos 28 dias a resistência à compressão do betão fabricado com plastificante foi ligeiramente inferior à do betão sem adjuvante mas aos 90 dias a resistência foi semelhante nos dois betões. Como a dosagem de água dos betões com e sem plastificante foi praticamente idêntica, estes resultados mostram que o plastificante não foi eficaz. Apesar de não se ter medido o tempo de início de presa, a evolução da resistência no betão com retardador indica que a sua utilização foi eficaz para retardar o endurecimento do betão.

Nas figuras 3.84, 3.85 e 3.86 apresentam-se, respectivamente, os resultados da massa volúmica, do módulo de elasticidade e da permeabilidade à água dos betões V2, V9 e V10. A massa volúmica, figura 3.84, em todos os betões e nas quatro idades ensaiadas praticamente não variou, sendo a maior diferença registada de 10 kg/m^3. A variação do módulo de elasticidade dos betões, figura 3.85, variou de forma semelhante à variação da resistência à compressão. O coeficiente de permeabilidade aos 90 dias nos três betões foi praticamente igual, como se pode observar na figura 3.86. Os resultados indicam assim que a introdução daqueles adjuvantes não teve influência especial naquelas propriedades do betão.

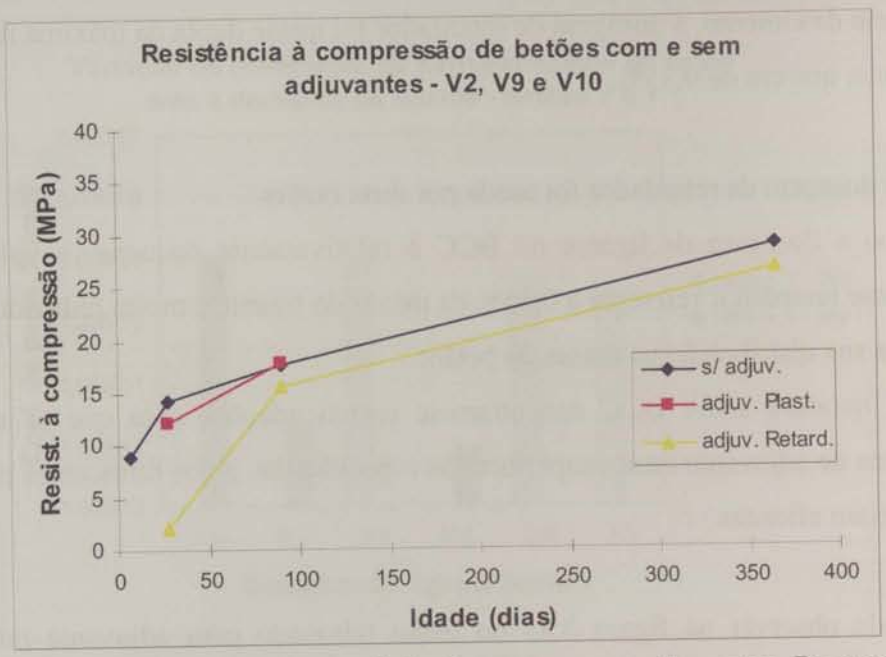


Figura 3.83 – Resistência à compressão de betões com e sem adjuvantes. Dosagem de ligante de 236 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

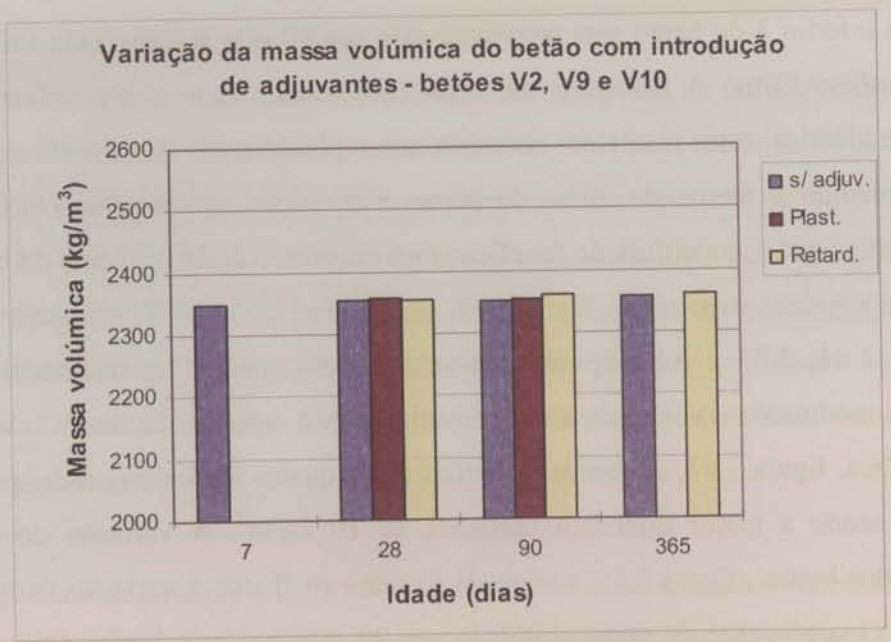


Figura 3.84– Massa volúmica de betões com e sem adjuvantes. Dosagem de ligante de 236 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

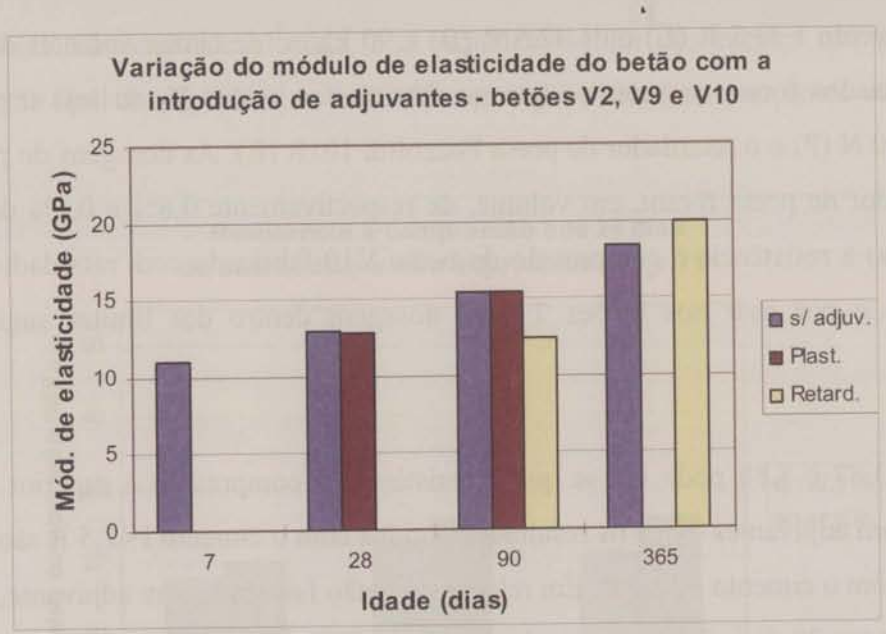


Figura 3.85 – Módulo de elasticidade de betões com e sem adjuvantes. Dosagem de ligante de 236 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

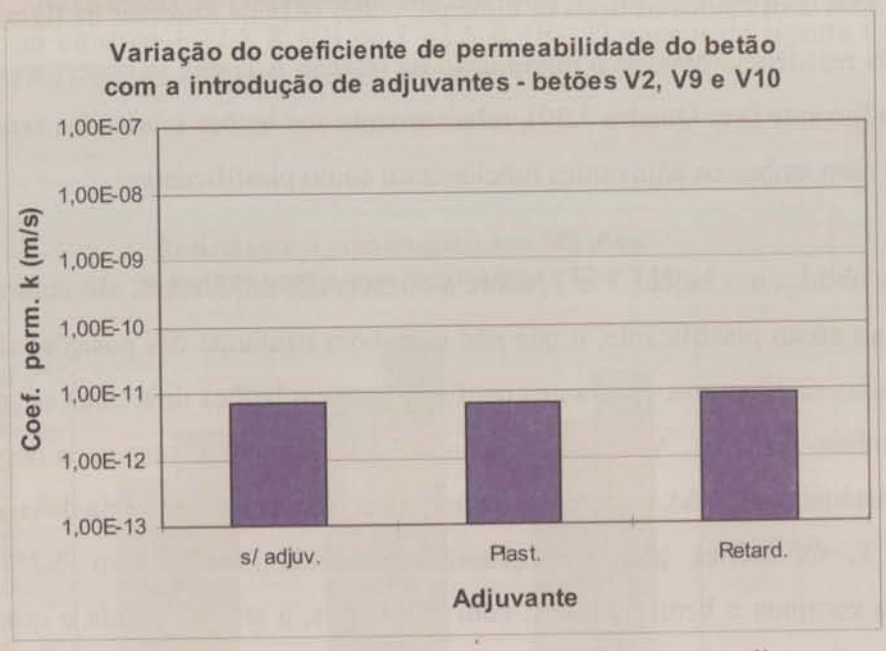


Figura 3.86 – Coeficiente de permeabilidade de betões com e sem adjuvantes. Dosagem de ligante de 236 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

Nas figuras 3.87 e 3.88 está apresentada, respectivamente, a resistência à compressão aos 28 dias e aos 365 dias de betões T, fabricados com e sem adjuvantes. Os betões continham 100

kg/m^3 de cimento I 32,5 R (C) ou I 42,5 R (B) e 90 kg/m^3 de cinzas volantes de Sines. Os adjuvantes usados foram os mesmos que no fabrico dos betões V, ou seja o plastificante Pozzolith 390 N (P) e o retardador de presa Pozzolith 101R (R). As dosagens do plastificante e do retardador de presa foram, em volume, de respectivamente 0,8% e 0,3% da massa do ligante. Como a resistência à compressão do betão V10 fabricado com retardador foi muito baixa optou-se por usar nos betões T uma dosagem dentro dos limites sugeridos pelo fabricante.

Nas figuras 3.87 e 3.88 pode ver-se que a resistência à compressão é superior nos betões fabricados com adjuvantes e que os resultados obtidos com o cimento I 42,5 R são superiores aos obtidos com o cimento I 32,5 R. Em relação ao betão fabricado sem adjuvante, o aumento de resistência aos 28 dias observado nos betões com adjuvante retardador de presa foi de 18% quando se usou o cimento I 32,5 R e de 29% no betão com cimento I 42,5 R. Esta subida foi aos 28 dias de 28%, nos betões com os dois tipos de cimento, quando se usou o adjuvante plastificante. Aos 365 dias a tendência de variação da resistência manteve-se semelhante nos betões fabricados com ambos os tipos de cimento, como se pode observar na figura 3.88.
O aumento da resistência deve-se à diminuição na relação A/L que se observou em todos os betões com adjuvante (ver Quadro 3.30), relativamente aos betões fabricados sem adjuvante. Assim, neste caso ambos os adjuvantes funcionaram como plastificantes.

Os resultados obtidos nos betões V e T, sobre a eficácia dos adjuvantes, são contraditórios no que respeita ao efeito plastificante, o que não corrobora nenhuma das posições diversas que são apresentadas na literatura, mas antes confirma que em betões diferentes se podem obter resultados também distintos. A maior ou menor eficácia dos adjuvantes pode depender, para além da consistência do betão, da forma e da granulometria dos inertes e da dosagem de fíler. Nos betões T, os inertes têm uma absorção reduzida (ver Quadro 3.25) têm uma granulometria contínua e bem graduada, com 6 fracções, a areia é rolada e quase não têm partículas com dimensão inferior a 75 μm. Nos betões V, a absorção é mais elevada, a areia é britada e a dosagem de fíler é de cerca de 3%, o que corresponde a cerca de 50 kg/m^3 de partículas com dimensão similar às partículas do cimento. Assim, enquanto que nos betões T a pasta é formada só pelo ligante e pela água, a absorção dos inertes é pequena e a distribuição da argamassa pela massa do betão está facilitada devido à forma arredondada das partículas da areia, nos betões V existe um volume de fíler considerável na pasta, com uma

área superficial relativamente elevada, e o esqueleto sólido dos inertes não permite uma distribuição tão fácil da argamassa no betão, factores que dificultam a acção do adjuvante.

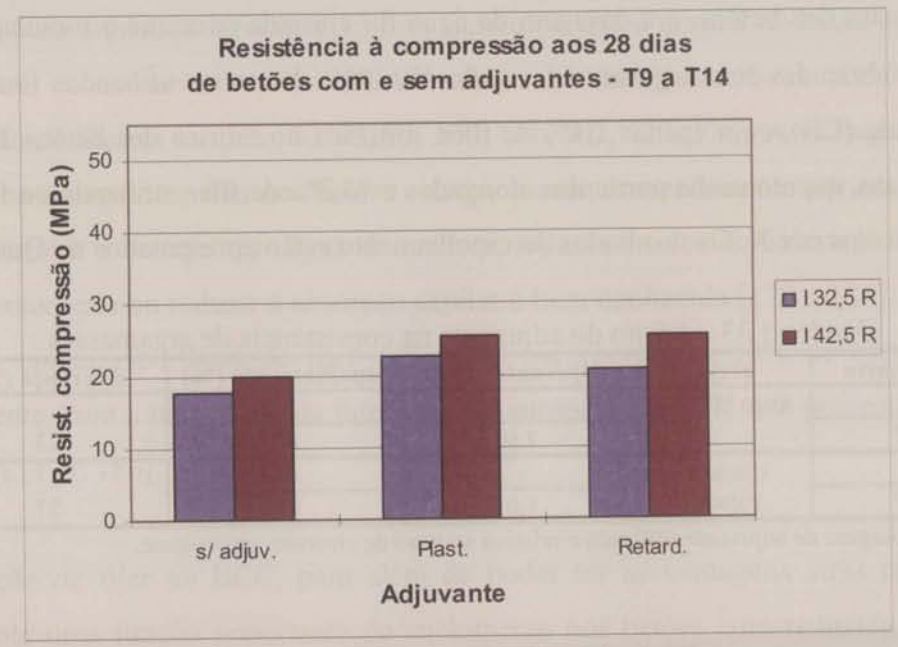


Figura 3.87 –Resistência à compressão aos 28 dias de betões com e sem adjuvantes, fabricados com cimento I 32,5 R (C) ou I 42,5 R (B). Dosagem de ligante de 190 kg/m^3 (C=53%, F=47%), cinzas de Sines, inertes calcários CB, Vêbê=15±2 s.

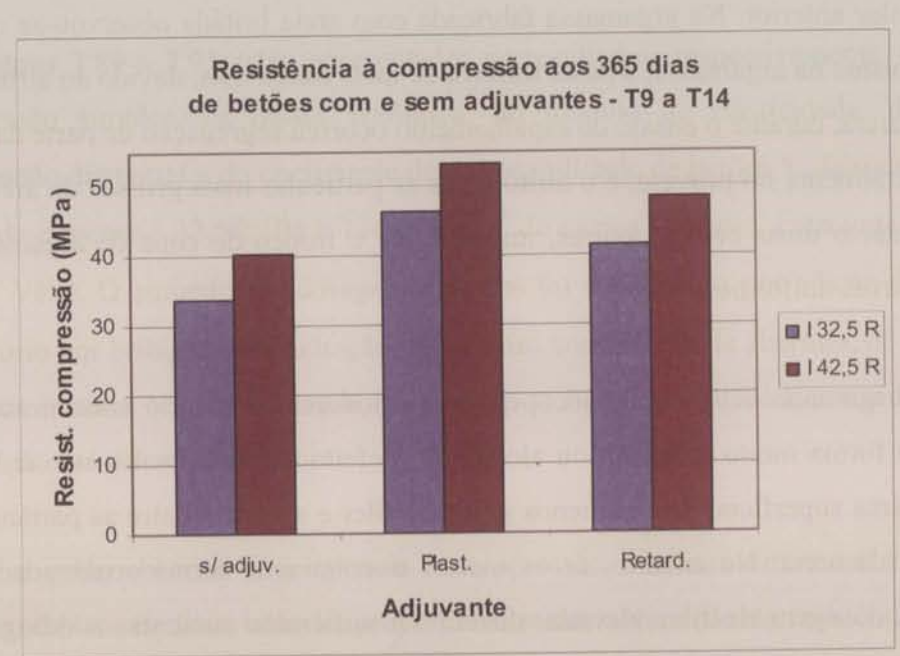


Figura 3.88 –Resistência à compressão aos 365 dias de betões com e sem adjuvantes, fabricados com cimento I 32,5 R ou I 42,5 R. Dosagem de ligante de 190 kg/m ^{3} (C=53%, F=47%), cinzas do Pego, inertes calcários CB, Vêbê=15±2 s.

Para analisar a influência do tipo de inertes na eficácia do adjuvante prepararam-se 4 argamassas com dois tipos de areia, fabricadas com ou sem adjuvante plastificante, e mediu-se a consistência na mesa de espalhamento. A argamassa tinha um traço de 1:4, semelhante ao da argamassa dos betões, e a dosagem de água foi ajustada para que o espalhamento das argamassas fabricadas sem adjuvante fosse de 40±10%. As areias utilizadas foram a areia siliciosa rolada (CB), com apenas 1,4% de fíler, utilizada no fabrico dos betões T, e a areia britada de xisto, que continha partículas alongadas e 13,3% de fíler, utilizada no fabrico dos betões designados por X. Os resultados do espalhamento estão apresentados no Quadro 3.33.

Quadro 3.33 – Efeito do adjuvante na consistência de argamassas

Argamassa	areia	adjuvante* (%)	espalhamento (%)	diferença (%)
X	xisto britado	-	37	23
XP		1,0	60	
T	siliciosa rolada	-	48	57
TP		1,0	105	

*a dosagem de adjuvante utilizada é relativa ao peso de cimento, em volume.

Como se pode ver no Quadro 3.33 nas argamassas fabricadas com areia rolada (T e TP) o adjuvante foi muito mais eficaz porque permitiu aumentar o espalhamento de 57% enquanto que nas argamassas com areia britada (X e XP) o aumento foi de apenas 23%, ou seja menos de metade do valor anterior. Na argamassa fabricada com areia britada observou-se que, ao adicionar o adjuvante na argamassa, a pasta tornava-se mais fluída mas, devido ao atrito entre as partículas da areia, durante o ensaio de espalhamento ocorreu segregação de parte da pasta, que escorria lateralmente no provete, e o atrito entre as partículas mais grossas da areia, que estavam em contacto umas com as outras, impedia que o tronco de cone de argamassa se deformasse de forma uniforme.

Assim, é natural que num betão muito seco, quando a dosagem de fíler é mais elevada e a areia têm uma a forma muito angulosa ou alongada, o efeito dos adjuvantes seja reduzido, devido à maior área superficial dos pequenos grãos de fíler e ao atrito entre as partículas de maior dimensão da areia. No entanto, se os inertes tiverem uma forma arredondada mas contiverem uma dosagem de fíler elevada, deverá ser suficiente aumentar a dosagem de adjuvante para obter o efeito plastificante pretendido.

3.5.2.7.5 – Influência da dosagem de fíler

Como já foi referido na secção 3.3.2.4 o BCC normalmente contém uma dosagem de inerte muito fino, com dimensão inferior a 75 μm, superior à que é normal no betão convencional. Na literatura encontram-se vários relatos sobre os efeitos benéficos para o betão da incorporação de fíler na mistura [70, 92, 99, 100, 101, 102, 123, 178]. A vantagem de utilizar uma pequena dosagem de fíler nos betões convencionais, nomeadamente por em certos casos permitir diminuir a dosagem de água da mistura, reduzir o calor de hidratação do cimento, reduzir a exsudação ou reduzir a absorção capilar é bem conhecida [179 a 185]. Também no fabrico do cimento portland de fíler é possível incorporar até 20% de fíler calcário, e possivelmente, com a introdução da futura norma europeia EN 197, esta percentagem poderá atingir 35% [179, 186].

A introdução de fíler no BCC, para além de poder ter as vantagens atrás referidas, tem normalmente uma função importante de enchimento nos betões com reduzida dosagem de ligante. Neste trabalho apresentam-se resultados de ensaios obtidos sobre betões com dosagens de fíler variáveis entre 2,7% e 10,1%, relativamente ao peso total dos inertes, o que corresponde a quantidades de fíler entre 53 kg/m^3 e 190 kg/m^3.

Nas figuras 3.89 a 3.93 estão apresentados os resultados, respectivamente, da resistência à compressão simples, da massa volúmica, do módulo de elasticidade, da resistência à compressão diametral e do coeficiente de permeabilidade de betões V, fabricados com 116±3 kg/m^3 de cimento I 32,5R (B) e 116±3 kg/m^3 de cinzas volantes, com uma consistência de 15±3 s Vêbê. O aumento da dosagem de finos foi conseguido por adição de pó obtido em laboratório por britagem e peneiração, no peneiro com 75 μm de abertura, de areia do mesmo lote e da mesma origem da usada no fabrico do betão. O pó foi homogeneizado antes da introdução nas diferentes misturas.

Como se pode observar a resistência à compressão diminuiu em todas as idades com o aumento do teor de fíler, todavia, proporcionalmente a variação da resistência foi menor nas idades mais avançadas. A 1 ano de idade a diferença na resistência à compressão dos betões com 2,7% e 10,1% de fíler foi de 18%, porém, aos 7 dias de idade essa diferença era de 49%. A variação da resistência à compressão dos betões com diferentes dosagens de finos deve-se principalmente à variação da dosagem de água. Assim, a relação A/L foi crescendo com o

aumento da dosagem de finos, entre 0,59, no betão com 2,7% de fíler, e 0,76, no betão com 10,1% de fíler.

O facto de a diferença, em percentagem, entre a resistência à compressão dos betões com maior e menor dosagem de finos, ser inferior a idades mais avançadas pode dever-se à reacção mais tardia das cinzas volantes nos betões com maior dosagem de água, que são os que contêm mais elevada dosagem de finos. Assim, nas primeiras idades, estes betões exibem menor resistência dada sua elevada relação A/C, a qual origina também uma reduzida reactividade inicial das cinzas. Nas idades mais avançadas, quando a proporção de cinzas que já reagiram é semelhante nos dois betões, a diferença nas resistências tende a ser menor porque se deverá principalmente à variação da dosagem de água.

Na figura 3.90 pode ver-se que a massa volúmica do betão também diminuiu com o aumento da dosagem de finos, apesar da variação ser muito ligeira. A diferença entre o maior e o menor valor obtido é de 90 kg/m^3. A menor massa volúmica dos betões com maior dosagem de finos deve-se em parte à maior dosagem de água introduzida. O betão V2, com menor dosagem de fíler, necessitou de 139 l de água e o betão V12, com maior teor de finos, de 172 l. A diferença no volume é de 33 l o que corresponde a cerca de menos 50 kg/m^3 na massa volúmica teórica.

O módulo de elasticidade dos betões está apresentado na figura 3.91. A variação do módulo de elasticidade com a dosagem de fíler segue, em geral, a variação observada na resistência à compressão, apesar de ser proporcionalmente menor. Nos betões com 2,7% e 5,2% de fíler o módulo de elasticidade foi semelhante. Nos betões com maior dosagem de fíler, 7,6% e 10,1%, o módulo de elasticidade foi ligeiramente inferior. Apesar disso as diferenças encontradas foram pouco significativas.

Na figura 3.92 estão apresentados os valores da resistência à compressão diametral dos betões, aos 90 dias. Também neste caso se observou uma diminuição da resistência nos betões com maiores dosagens de finos. No entanto, como já se tinha verificado para o módulo de elasticidade, os valores obtidos nos betões com 2,7% e 5,2% de fíler foram praticamente iguais. A relação entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples manteve-se relativamente próxima de 10%, variando entre 9,4%, no betão V13, e 11,6%, no betão V11.

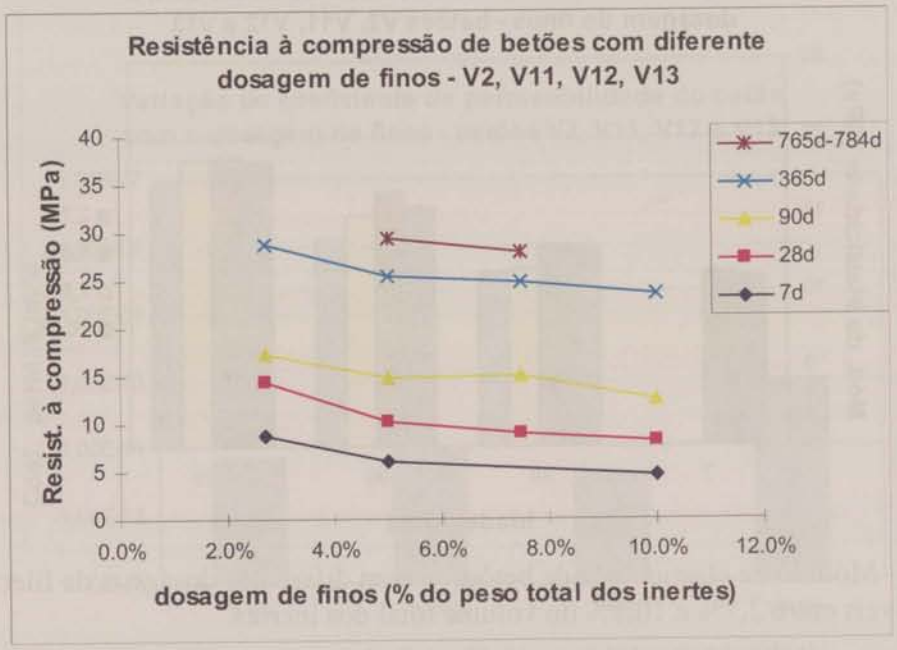


Figura 3.89 – Resistência à compressão de betões com diferente dosagem de fíler. Dosagem de ligante de 232 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

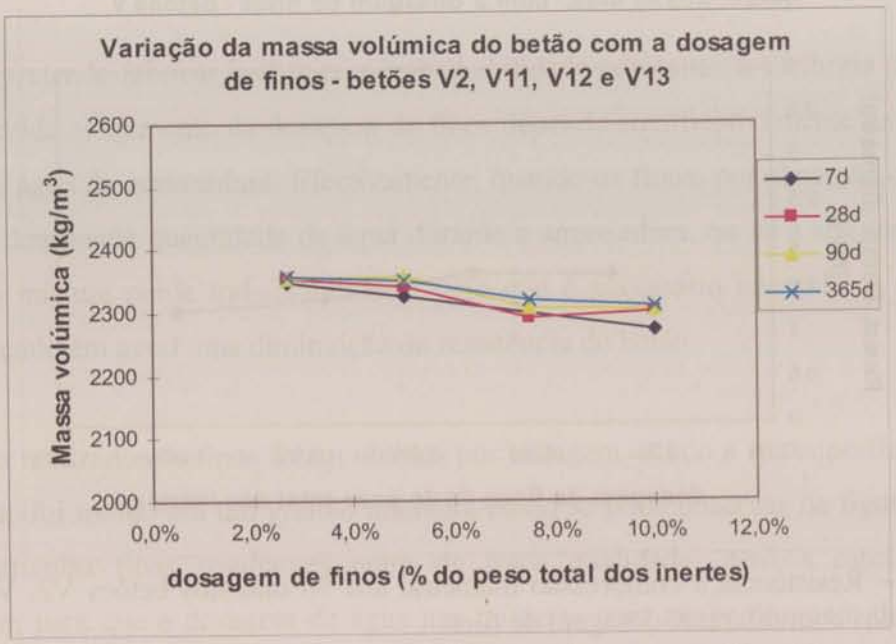


Figura 3.90– Massa volúmica de betões com diferente dosagem de fíler. Dosagem de ligante de 232 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

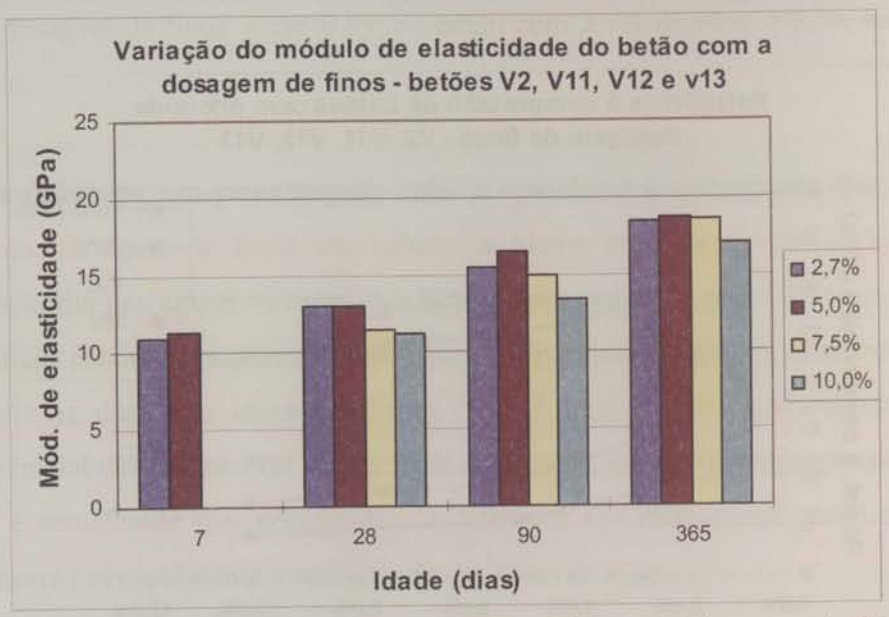


Figura 3.91 – Módulo de elasticidade de betões V com diferentes dosagens de fíler. Dosagens de fíler variáveis entre 2,7% e 10,1% do volume total dos inertes.

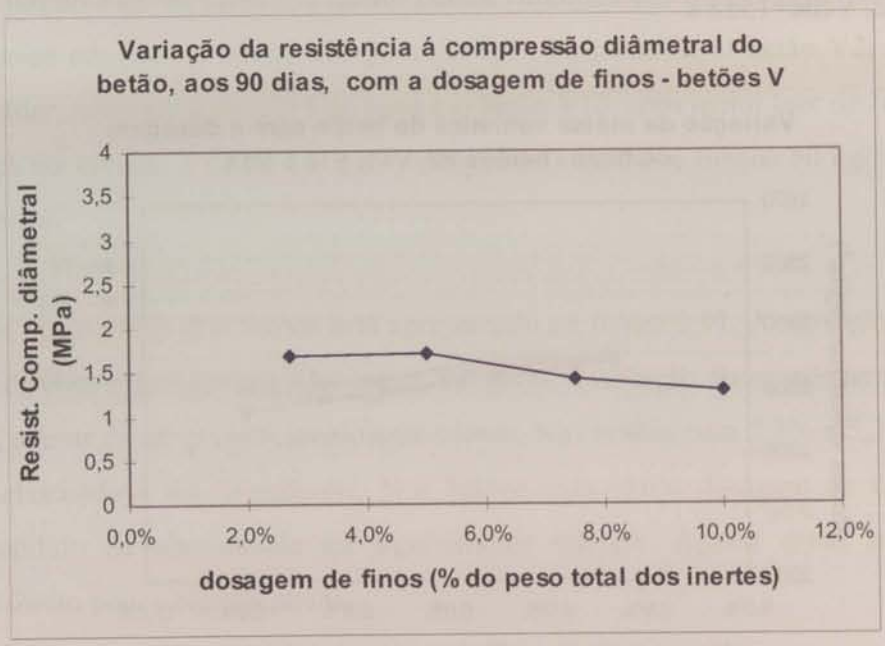


Figura 3.92 – Resistência à compressão diametral aos 90 dias dos betões V2, V11, V12 e V13, fabricados com diferente dosagem de fíler.

Na figura 3.93 estão apresentados os coeficientes de permeabilidade aos 90 dias dos quatro betões ensaiados. Os valores do coeficiente de permeabilidade medidos foram semelhantes nos três betões com menor dosagem de fíler, mas no betão com 10,1% de finos a permeabilidade foi significativamente superior. Neste caso o efeito benéfico dos finos, devido ao preenchimento dos pequenos poros do betão, não compensou o efeito negativo do aumento da dosagem de água.

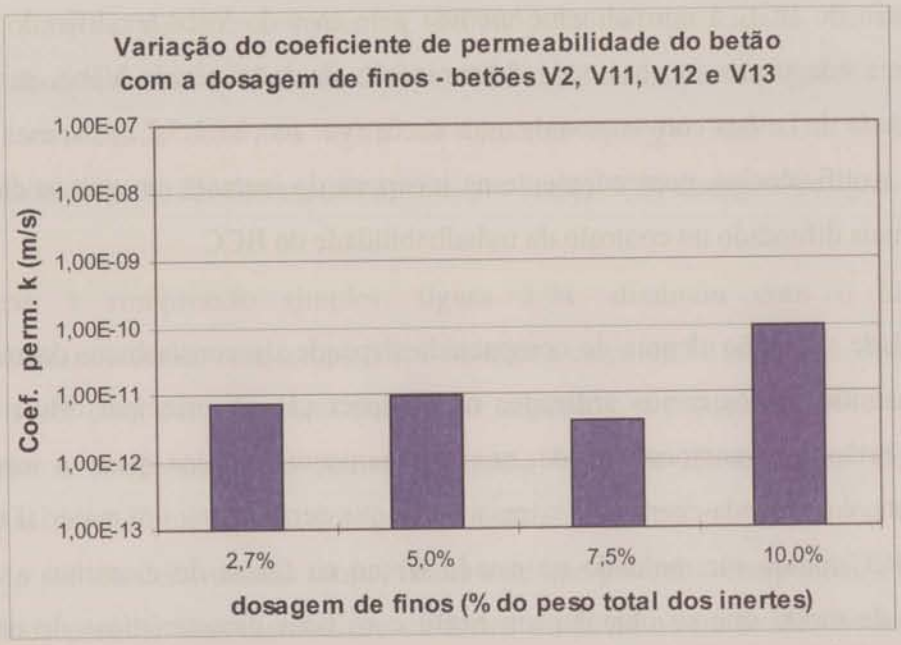


Figura 3.93 – Coeficiente de permeabilidade de betões V com diferentes dosagens de filer. Dosagem de ligante de 232 kg/m^3 (C=50%, F=50%). Cimento I 32,5 R (B), cinzas do Pego, inertes graníticos G2, Vêbê=15±3 s.

Quando se pretende fabricar betões com trabalhabilidade constante, a melhoria da qualidade do betão devida ao aumento da dosagem de finos depende significativamente da variação da dosagem de água da amassadura. Efectivamente, quando os finos, por absorção ou adsorção, consomem demasiada quantidade de água durante a amassadura, ou se a sua forma é muito angulosa, a mistura perde trabalhabilidade, pelo que é necessário aumentar a dosagem de água, ocorrendo em geral uma diminuição da resistência do betão.

Nos ensaios realizados os finos foram obtidos por britagem, sendo a sua superfície angulosa. O inerte que foi moído era um granito alterado, como se pode observar na figura 3.45, pelo que as partículas finas resultantes eram de fraca qualidade. Ambos estes fenómenos contribuiram para que a dosagem de água nas misturas com maior dosagem de finos fosse superior. Por outro lado, o aumento da dosagem de pasta, provocada pela adição de finos, é mais eficaz para o preenchimento dos vazios nos betões em que a dosagem de ligante é mais reduzida, o que não é o caso destas misturas que continham 232 kg/m^3 de cimento e cinzas volantes. Apesar disso só nos betões com 10,1% de finos, ou seja 190 kg/m^3 de partículas com dimensão inferior a 75 μm, se observou uma diminuição mais acentuada das características do betão.

3.5.2.7.6 - Influência da consistência

A consistência do BCC é normalmente medida pelo método Vêbê modificado. O método consiste numa adaptação do ensaio de determinação da consistência Vêbê, para avaliar a trabalhabilidade de betões convencionais mais secos (ver secção 3.5.2.5). Apesar do método ter algumas insuficiências, nomeadamente na incerteza do instante em que se dá o final do ensaio, é o mais difundido no controlo da trabalhabilidade do BCC.

A compacidade do betão depois de compactado depende da consistência da mistura e da energia transmitida pelos meios utilizados na compactação. A principal diferença entre o BCC e o betão convencional reside nos equipamentos usados para a compactação. Efectivamente, é a elevada energia de compactação que permite que um material muito seco, como é o BCC, possa ser moldado no estado fresco na forma do elemento a construir e consolidado de modo que se obtenha um betão com boas características de resistência e impermeabilidade no estado endurecido.

O facto de poder ter uma consistência mais seca permite ter dosagens de água relativamente reduzidas e diminuir assim a dosagem de ligante. É assim possível ter um material que no estado endurecido seja denso e resistente utilizando uma reduzida dosagem de cimento. Todavia, quando o betão é demasiado seco e a compactação não permite eliminar um volume apreciável de vazios, a reduzida dosagem de água do betão prejudica a qualidade do material por tornar a mistura muito seca e com um elevado volume de vazios.

A consistência do BCC situa-se normalmente na vizinhança da fronteira que, para um determinado método de compactação, separa um material com dosagem de água suficiente, que permite uma compactação eficaz, de um material demasiado seco que, depois de compactado, exibe grandes vazios na superfície e no interior.

Na maioria das barragens de BCC construídas a consistência do betão situou-se entre 10 e 30 segundos Vêbê modificado. Neste trabalho foram realizados ensaios sobre betões com consistência entre 6 e 60 segundos. No betão mais seco, com 60 segundos Vêbê, este ensaio de consistência é muito impreciso porque o material é muito seco e é difícil distinguir claramente o instante em que se forma um anel de pasta no contorno do disco de compactação.

Nas figuras 3.94 a 3.98 estão apresentados, respectivamente, os resultados da resistência à compressão simples, da massa volúmica, do módulo de elasticidade, da resistência à compressão diametral e do coeficiente de permeabilidade de betões designados pela letra X, fabricados com xisto e com 165 kg/m^3 de cimento tipo IV 32,5 (B). O aumento da trabalhabilidade do betão foi conseguida apenas por variação da dosagem de água.

A resistência à compressão simples, figura 3.94, diminuiu com o aumento da trabalhabilidade, nos betões com tempo Vêbê inferior a cerca de 30 segundos. No entanto, no betão mais seco, com consistência Vêbê de 60 segundos, a resistência observada foi um pouco inferior à obtida no betão com consistência Vêbê de 27 segundos. Os resultados indicam assim que a diminuição da dosagem de água só foi eficaz para aumentar a resistência à compressão até um determinado limite, limite este que poderá corresponder à dosagem de água que ainda permite uma distribuição uniforme da pasta no betão. No betão mais seco, com menor dosagem de água, apesar da pasta ter uma resistência superior, devido ao menor valor da relação A/L, a ocorrência de um grande volume de poros, devido à insuficiência ou incapacidade de migração da pasta, tornam o betão menos resistente.

A massa volúmica do betão, figura 3.95, variou relativamente pouco com a consistência. Apesar disso é possível notar que a variação segue a mesma tendência que a variação observada na resistência à compressão, ou seja, a massa volúmica aumenta com a diminuição da dosagem de água até um limite, a partir do qual os valores começam a decrescer. Estes resultados estão assim de acordo com o raciocínio atrás apresentado sobre o aumento do volume de poros no betão mais seco. Efectivamente, se assim não fosse, o betão com menor dosagem de água deveria apresentar a maior massa volúmica, dado que os componentes usados foram idênticos.

Na figura 3.96 estão apresentados os valores do módulo de elasticidade dos betões X. A variação do módulo de elasticidade com a trabalhabilidade é semelhante à variação observada para a resistência à compressão, mas neste caso a amplitude da variação é, em percentagem, menor. Como os componentes usados são idênticos a variação do módulo de elasticidade está relacionada principalmente com a resistência à compressão do betão e neste caso, como se tem vindo a constatar, a variação do módulo de elasticidade varia em proporção inferior à variação da resistência à compressão.

A variação da resistência à compressão diametral aos 90 dias de idade, figura 3.97, segue a mesma tendência que a variação da resistência à compressão simples. A resistência à compressão diametral variou entre 9% e 11% da resistência à compressão simples, tendo-se observado que os valores mais próximos de 11% foram obtidos nos betões com menor resistência à compressão simples.

Na figura 3.98 está apresentada a variação do coeficiente de permeabilidade à água, aos 28 dias de idade, com a consistência do betão. No betão com consistência Vêbê de 60 s a permeabilidade foi muito elevada, não se tendo conseguindo aplicar uma pressão de 2,5 MPa na superfície do provete. Nos outros betões, com consistência menos seca, a permeabilidade diminuiu com o aumento do tempo Vêbê. Os resultados obtidos mostram que no betão mais seco, apesar da resistência ser da mesma ordem de grandeza dos restantes, o aumento do volume de poros foi tal que possibilitou a formação de uma rede de canais de abertura suficiente para a livre passagem da água, impedindo a execução do ensaio de permeabilidade à pressão de 2,5 MPa.

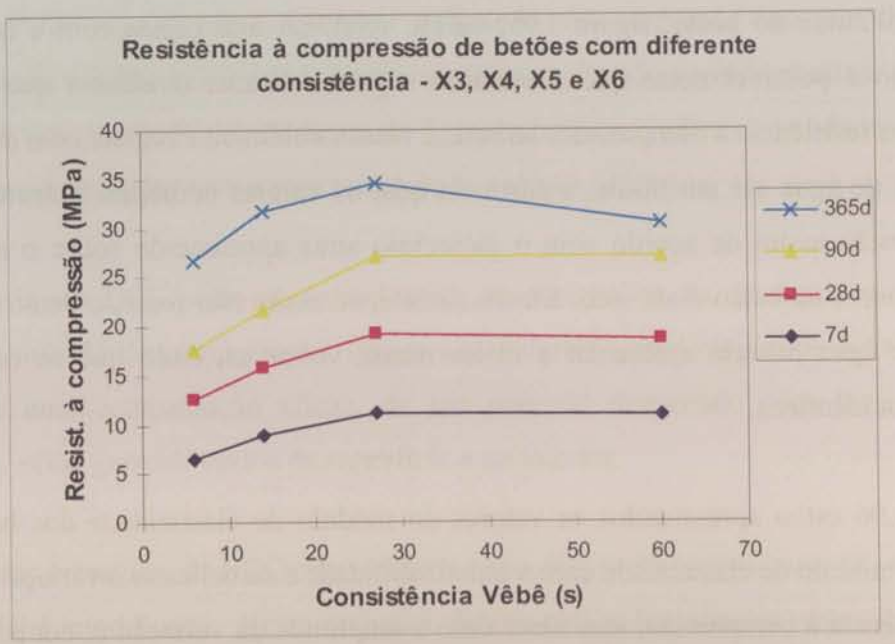


Figura 3.94 – Resistência à compressão de betões com diferente consistência. Dosagem de cimento IV 32,5 (A) de 165 kg/m^3. Betões X, fabricados com xistos.

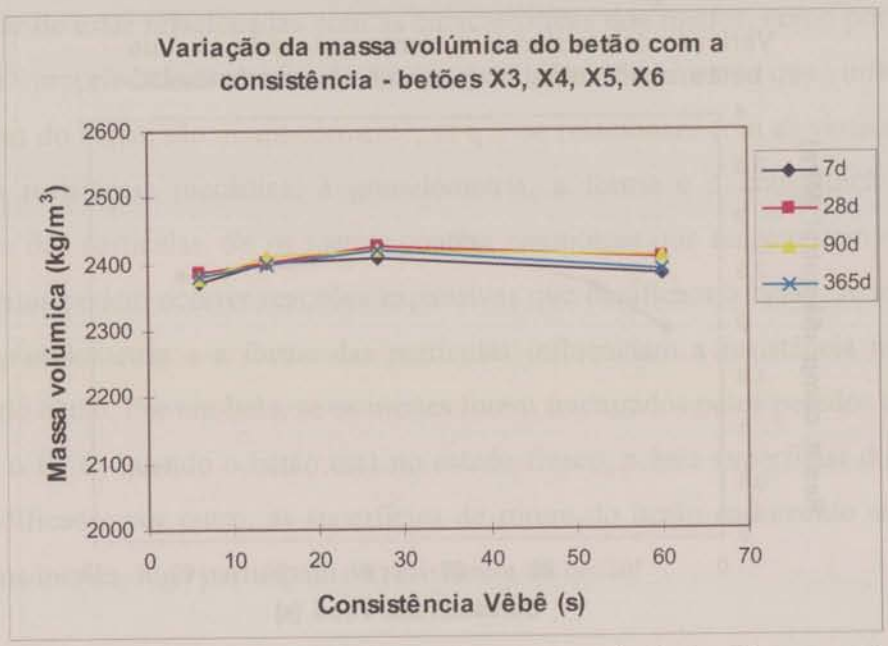


Figura 3.95– Massa volúmica de betões com diferente consistência. Dosagem de cimento IV 32,5 (A) de 165 kg/m^3. Betões X, fabricados com xisto.

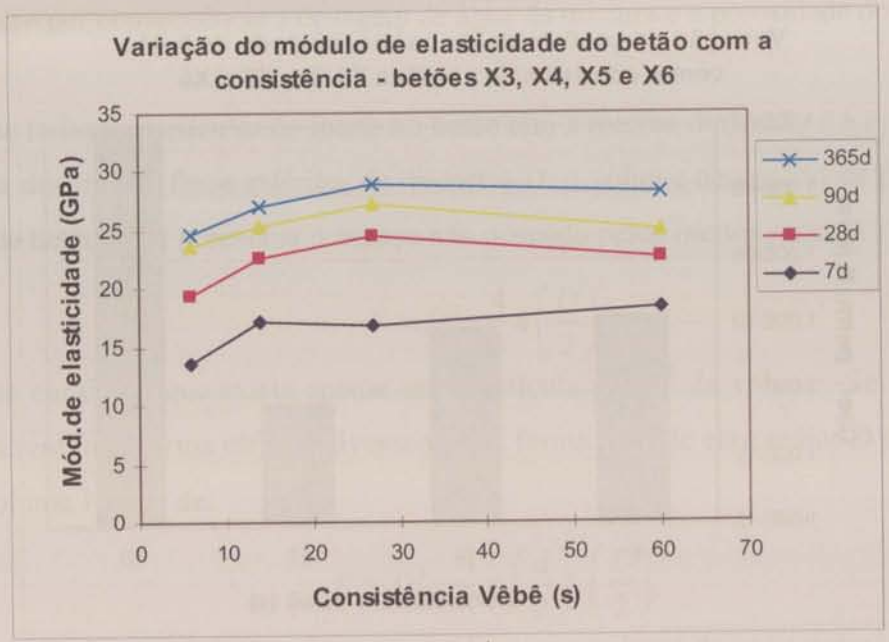


Figura 3.96 – Módulo de elasticidade de betões com diferente consistência. Dosagem de cimento IV 32,5 (A) de 165 kg/m^3. Betões X, fabricados com xisto.

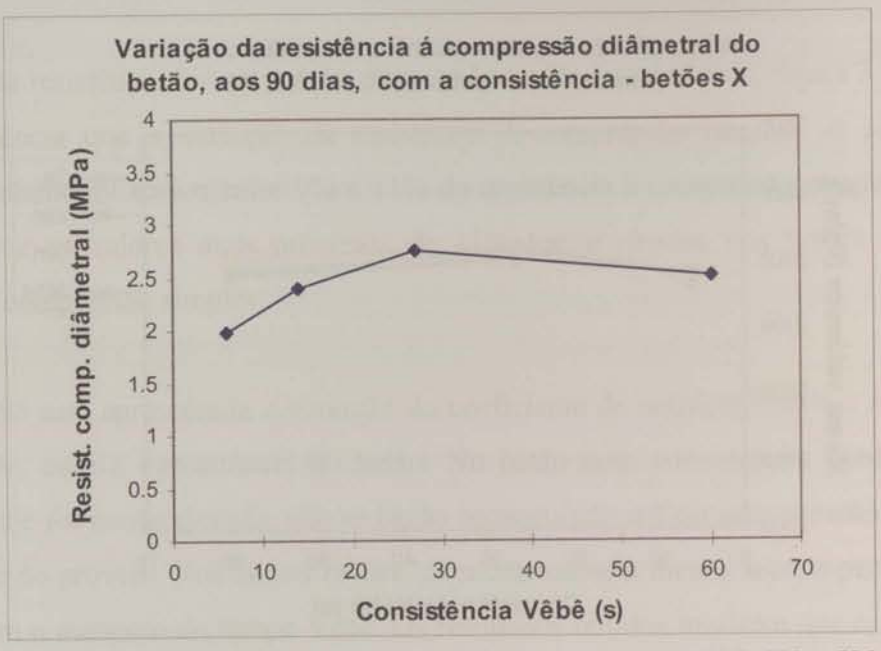


Figura 3.97 – Resistência à compressão diametral dos betões X3, X4, X5 e X6, betões com diferente consistência.

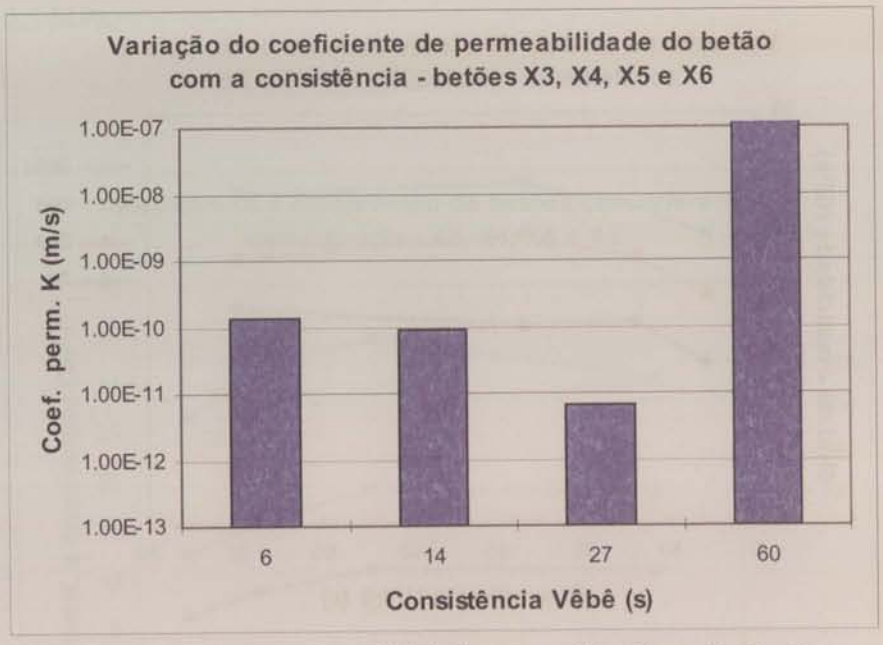


Figura 3.98 – Coeficiente de permeabilidade, aos 28 dias, de betões com diferente consistência. Dosagem de cimento IV 32,5 (A) de 165 kg/m^3. Betões X, fabricados com xisto.

3.5.2.7.7 - Influência do tipo de inerte

Os inertes constituem a maior parte do volume do BCC, podendo atingir, como já foi atrás referido, cerca de 90% do volume total do betão. Desde modo, as características do BCC não

podem deixar de estar relacionadas com as características dos inertes, como por exemplo as relativas às propriedades térmicas. As propriedades do inerte que influenciam as características do betão, são, nomeadamente, as que se relacionam com as variações térmicas do betão, a resistência mecânica, a granulometria, a forma e a constituição química e mineralógica das partículas. Se os inertes contêm compostos que reagem com os álcalis ou com os sulfatos podem ocorrer reacções expansivas que danificam o betão. A resistência do inerte e a granulometria e a forma das partículas influenciam a resistência mecânica e a porosidade do betão. Por um lado, se os inertes forem fracturados pelos pesados cilindros que compactam o BCC, quando o betão está no estado fresco, a área superficial dos sólidos no betão é modificada; por outro, as superfícies de rotura do betão endurecido atravessam as partículas dos inertes, logo participam na resistência do betão.

O volume ocupado pelos inertes e a sua disposição na massa do betão dependem da granulometria e da forma das partículas, alterando assim a dosagem e a distribuição da pasta. A dimensão e a forma mais ou menos arredondada dos inertes altera o atrito da massa no estado fresco e por consequência a dosagem de água da mistura e a porosidade do betão.

Supondo que todas as partículas do inerte no betão têm a mesma dimensão e a mesma forma, e se a forma dos inertes fosse esférica, de diâmetro D, o volume necessário de pasta, por D^3 de volume de betão, para preencher o espaço não ocupado pelos inertes seria:

$$V = D^3 - \frac{4}{3}\pi\left(\frac{D}{2}\right)^3 , \qquad \textbf{(3.6)}$$

desde que se considere que existe apenas uma partícula por D^3 de volume. Se as partículas em vez de terem uma forma esférica tivessem uma forma oval de eixo maior D e eixo menor d, aquele volume V seria de:

$$V = D^3 - \frac{4}{3}\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2\left(\frac{D}{2}\right) \qquad \textbf{(3.7)}$$

Pela expressão 3.7 deduz-se que quanto menor d maior o volume de pasta necessário, ou seja, quanto menos esféricas forem as partículas maior será o volume de pasta necessário. No entanto, por um lado, no betão as partículas dos inertes não são monogranulares mas têm uma granulometria que permite ocupar parte daquele volume; por outro se as partículas tivessem todas a forma cúbica de aresta D então o volume a ocupar por pasta seria nulo. Mas para além de se pretender que os inertes ocupem o maior volume possível, eles também devem permitir fabricar um betão com a consistência adequada, para o betão poder ser manuseado e moldado, o que torna quase impossível o uso de partículas com forma cúbica ou muito

angulosa. Efectivamente, a migração de pequenas partículas angulosas no betão, de forma a preencherem os espaços entre as partículas maiores, é particularmente difícil no BCC que tem pouca pasta e é muito seco, devido ao elevado atrito criado nas interfaces, o que pode originar a formação de descontinuidades ou grandes vazios no betão.

Considerando então que as partículas têm uma forma aproximadamente redonda ou oval, não monogranular, e atendendo à dificuldade de migração das partículas mais pequenas de um local do betão para outro, de forma a preencherem o volume referido nas equações 3.6 e 3.7, quanto mais bem graduados forem os inertes menor o volume de pasta necessário no betão para assegurar que não se formam grandes poros. Desta forma betões fabricados com inertes de várias fracções, com uma granulometria adequada e com as partículas da areia de forma arredondada têm menor volume de vazios, menor porosidade e maior resistência. Pelo contrário, betões fabricados sem controlo da granulometria dos inertes e com partículas alongadas ou muito angulosas têm tendência a ser mais porosos e menos resistentes.

Neste trabalho foram fabricados betões com três tipos de inertes: granito (betão G), xisto (betão X) e calcário (betão T). Nos betões fabricados com granito ou com xisto o inerte fino usado foi areia britada da mesma origem que os inertes grossos. Nos betões fabricados com inertes grossos calcários a areia usada era siliciosa e de origem natural. As características dos inertes foram já apresentadas nos Quadros 3.24 a 3.26. O granito utilizado foi o que está identificado como G3.

No betão T os inertes calcários estavam divididos em 6 fracções, com módulos de finura entre 2,36 e 8,6 e a areia tinha um módulo de finura de 1,76. O índice volumétrico das partículas era em média de 0,25. Os inertes graníticos estavam divididos em 3 fracções de inertes grossos, 1 areia e 1 fíler. O índice volumétrico do granito era de cerca de 0,24. A fracção mais fina dos inertes graníticos (G3) era rica em mica, de acordo com o resultado de um registo difractométrico de uma amostra do fíler que indicou que os minerais presentes em maior proporção eram a mica (moscovite) e os feldspatos (calcossódicos e alcalinos). A incorporação deste fíler fez aumentar a dosagem de água no betão para manter constante a consistência. Os xistos estavam divididos em 5 fracções, o índice volumétrico era em média de 0,18 e a areia apresentava também partículas alongadas.

Nas figuras 3.99 a 3.102 estão apresentados, respectivamente, os resultados da resistência à compressão simples, da massa volúmica, do módulo de elasticidade e do coeficiente de permeabilidade de betões fabricados com 166±5 kg/m^3 de cimento tipo IV 32,5 (B). A consistência dos betões foi de 18±3 s Vêbê.

A resistência à compressão simples, figura 3.99, foi semelhante nos betões G e X, fabricados respectivamente com granito e xisto. Nos betões T, fabricados com inertes grossos calcários e com areia natural siliciosa, a resistência foi muito superior em todas as idades. A relação A/L nos betões G, X e T foi de, respectivamente, 0,96, 0,75 e 0,65.

A maior resistência dos betões T deve-se, por um lado, à menor dosagem de água, e por outro, à melhor qualidade dos inertes, nomeadamente no que se refere à forma e à granulometria.

Apesar dos betões G e X terem dosagens de água muito diferentes as resistências obtidas foram praticamente iguais. A explicação para este facto pode residir em dois aspectos: i) a maior dosagem de inerte muito fino no betão G pode apresentar vantagens para o aumento da resistência do betão devido à colmatação dos poros mais pequenos e à elevada tensão superficial de partículas de muito pequena dimensão; ii) como as partículas do xisto tinham um índice volumétrico reduzido, aumenta a probabilidade de ocorrerem grandes poros sob os inertes de maior dimensão que não são eliminados na compactação, particularmente no BCC, um betão seco sujeito a vibração externa.

A massa volúmica, figura 3.100, é diferente nos betões fabricados com inertes distintos. A massa volúmica variou entre cerca de 2350 kg/m^3, no betão fabricado com inertes graníticos, a cerca de 2450 kg/m^3, no betão fabricado com calcários. A variação da massa volúmica dos betões deve-se à variação da massa volúmica dos inertes, à diferente dosagem de água e à diferente compacidade das três misturas. Apesar disso, o valor médio obtido para cada tipo de betão não difere mais que 50 kg/m^3 do valor médio de todos os betões, o que representa uma variação de cerca de 2% do valor da massa volúmica.

Na figura 3.101 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade dos betões. O módulo de elasticidade observado nos betões G e X é semelhante, mas nos betões T os valores obtidos foram muito superiores. A tendência de variação observada no módulo de elasticidade é

praticamente igual à encontrada para a resistência à compressão. No entanto, os valores da relação E/fc, entre os resultados do módulo de elasticidade E e da resistência à compressão fc, é superior nas idades mais jovens.

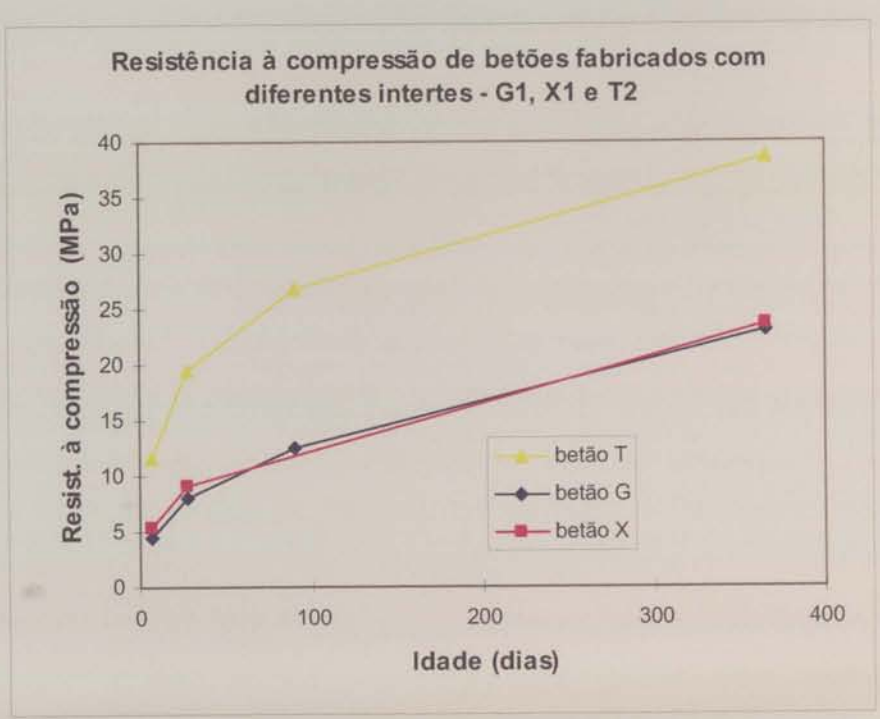


Figura 3.99 – Resistência à compressão de betões fabricados com diferentes inertes. Betão G (granito), betão X (xisto) e betão T (calcário). Dosagem de cimento IV 32,5 (B) de 166±5 kg/m^3. Consistência Vêbê=18±3 s.

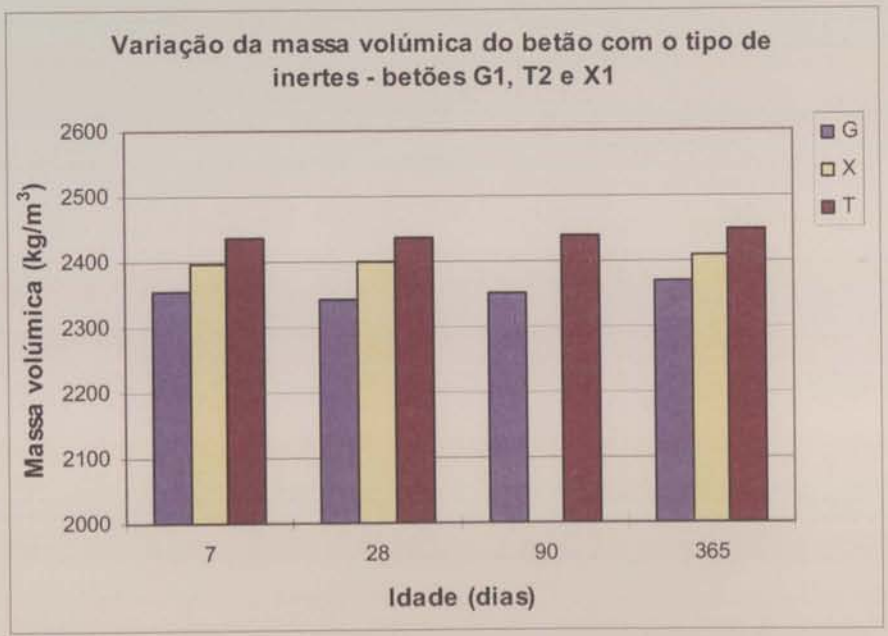


Figura 3.100 – Massa volúmica de betões fabricados com diferentes inertes. Betão G (granito), betão X (xisto) e betão T (calcário). Dosagem de cimento IV 32,5 (B) de 166±5 kg/m3. Consistência Vêbê=18±3 s.

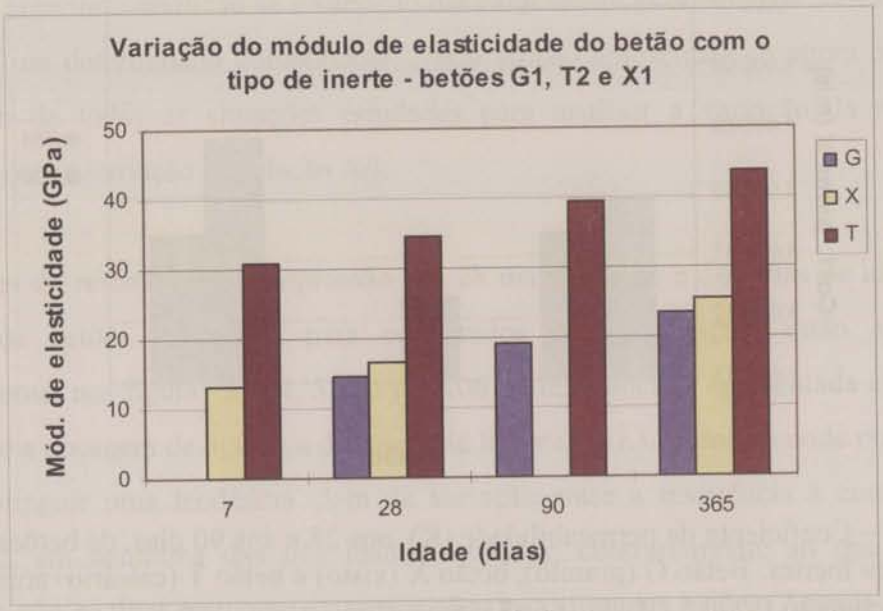


Figura 3.101 – Módulo de elasticidade de betões fabricados com diferentes inertes. Betão G (granito), betão X (xisto) e betão T (calcário). Dosagem de cimento IV 32,5 (B) de 166±5 kg/m3. Consistência Vêbê=18±3 s.

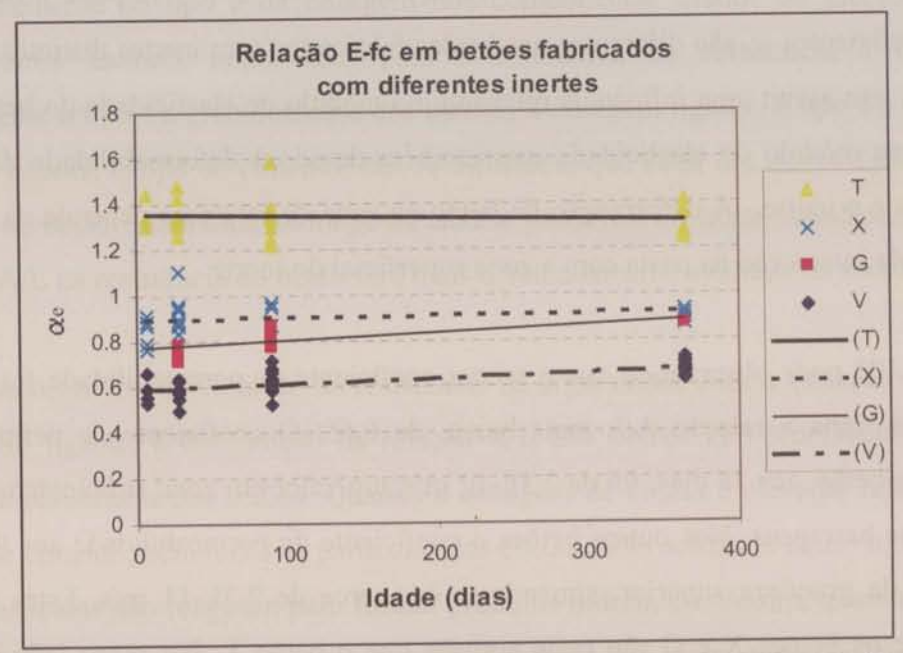


Figura 3.102 – Variação do coeficiente α_e com a idade de betões V, T, G e X, fabricados com inertes de origem distinta. Betões V1 a V13, G1 a G6, T1 a T8 e X1 a X6.

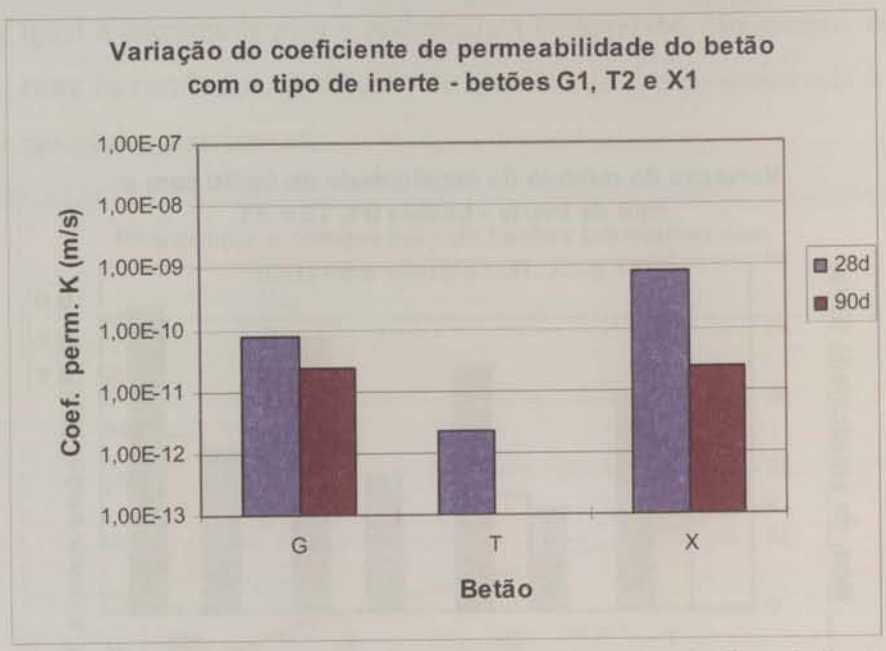


Figura 3.103 – Coeficiente de permeabilidade (K), aos 28 e aos 90 dias, de betões fabricados com diferentes inertes. Betão G (granito), betão X (xisto) e betão T (calcário+areia siliciosa). Dosagem de cimento IV 32,5 (B) de 166±5 kg/m3. Consistência Vêbê=18±3 s.

Na figura 3.102 apresentam-se os coeficientes α_e, da expressão 3.5, de todos os betões fabricados para os estudos de composição, cujos resultados da resistência à compressão e do módulo de elasticidade estão apresentados no Quadro 3.30. Como se pode observar nesta figura os coeficientes α_e são diferentes nos betões fabricados com inertes distintos. O tipo de inerte usado tem assim uma influência relevante no módulo de elasticidade do betão, não só devido ao seu módulo de elasticidade mas também devido à deformabilidade da interface entre a pasta e o inerte. A deformação do betão na zona da interface depende da forma das partículas e da interacção da pasta com a zona superficial do inerte.

Na figura 3.103 pode observar-se que o menor coeficiente de permeabilidade foi obtido no betão T, que tinha a relação A/L mais baixa, de 0,65. O coeficiente de permeabilidade medido neste betão, aos 28 dias, foi de 2,3E-12 m/s, um valor em geral suficientemente baixo para betão de barragens. Nos outros betões o coeficiente de permeabilidade aos 90 dias foi uma ordem de grandeza superior, situando-se em cerca de 2,3E-11 m/s. Estes resultados mostram que os betões X e G são mais porosos que o betão T. Por outro lado os valores obtidos indicam também que o betão X, apesar de ter uma dosagem de água inferior ao betão G, deveria ter um maior volume de vazios não eliminados pela compactação, porque apresentou coeficientes de permeabilidade mais elevados.

3.5.2.7.8 - Influência da variação de A/L

Nas secções anteriores analisou-se a variação das características dos betões com a variação da dosagem de um determinado componente. Nesta secção apresentam-se agora os resultados em conjunto de todas as situações estudadas para analisar a variação da resistência à compressão com a variação da relação A/L.

Os resultados da resistência à compressão aos 28 dias, 90 dias e 365 dias de idade, obtidos em todos os betões fabricados para os estudos de composição, estão apresentados, respectivamente, nas figuras 3.104, 3.105 e 3.106. A resistência é apresentada em função da relação entre a dosagem de água e a dosagem de ligante (A/L). Como se pode observar não é possível distinguir uma tendência clara de variação entre a resistência à compressão e a relação A/L, em nenhuma das três idades referidas, contrariamente ao que poderia ser esperado, se não se tiver em conta a composição dos diferentes betões. Apenas aos 365 dias se observa uma tendência de variação da resistência com a relação A/L, mas mesmo assim com um coeficiente[1] R^2 muito baixo. Os resultados obtidos mostram que não é possível prever a resistência à compressão só com base no valor da relação A/L, ou seja, independentemente do tipo e da dosagem dos componentes usados do fabrico do betão. Existem outros factores importantes para a estimativa da resistência à compressão, nomeadamente o tipo e a granulometria dos inertes, a dosagem ligante, o tipo e a dosagem de adições no ligante, o tipo de cimento, etc. A influência que cada um destes factores tem na resistência do betão é abordada ao longo da análise desenvolvida neste trabalho. A influência da relação A/L na resistência do betão será mais detalhadamente avaliada na secção 4.4.1.2.

Tal como se observou na variação da resistência de argamassas com a variação da dosagem de cinzas no ligante, a diminuição da relação A/L dos betões não representa sempre um aumento da resistência dos betões. Quando a dosagem de cinzas é elevada, relativamente à dosagem de cimento, nem todas as partículas das cinzas estão actuando como ligante, ou seja algumas partículas não reagiram para formar produtos hidratados. Assim, quando a dosagem de cinzas varia, pode ocorrer uma diminuição da relação A/L e um aumento da relação A/C ou, designando a dosagem de cinzas que já reagiram como $F_{efectivo}$, um aumento da relação $A/(C+F_{efectivo})$. Neste caso a porosidade do betão é maior e por isso a resistência à compressão

[1] O coeficiente R^2, que expressa a tendência dos pontos experimentais se ajustarem a uma linha representada por uma determinada equação, é determinado de acordo com a expressão apresentada no Anexo F.

é menor. Esta hipótese explica a existência de uma melhor correlação aos 365 dias entre a resistência à compressão e a relação A/L, porque a idades mais avançadas esta relação é mais próxima de $A/(C+F_{efectivo})$.

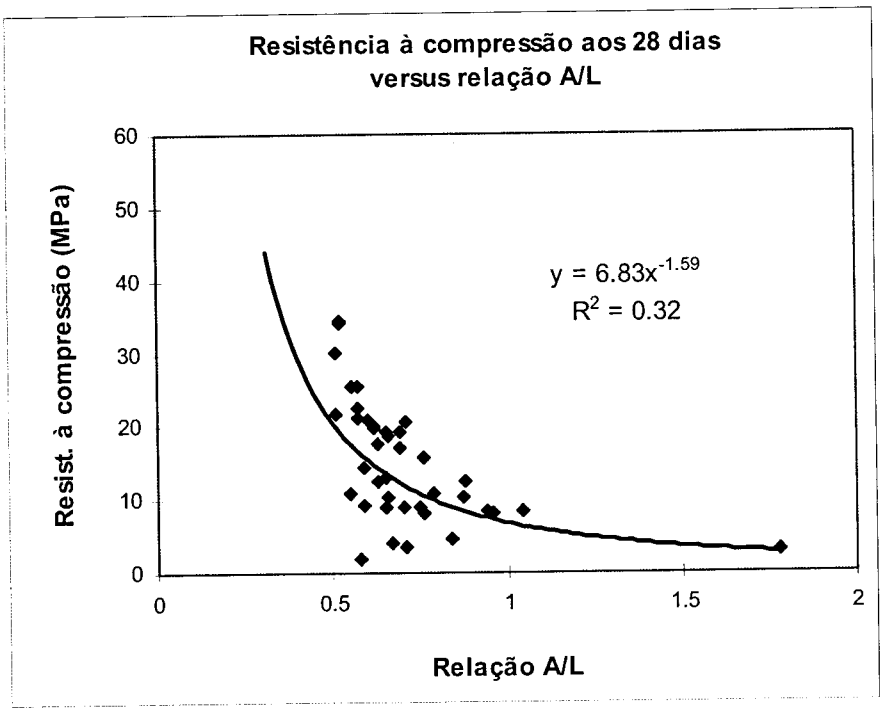


Figura 3.104 – Variação da resistência à compressão do betão aos 28 dias com a relação A/L. Betões V1 a V13, G1 a G6, T1 a T14 e X1 a X6.

3.5.3 - Conclusões dos estudos experimentais

Os resultados obtidos nos estudos experimentais mostram que existe uma grande variação das características dos betões se forem usados diferentes componentes e distintas dosagens. Assim, é natural que se encontre na literatura uma grande dispersão de valores sobre as propriedades do BCC, na medida em que as composições utilizadas foram diversas e os componentes utilizados oriundos de diferentes origens.

A variação da resistência à compressão dos betões com a percentagem de substituição de cimento por cinzas seguiu a mesma tendência que a variação observada na resistência à compressão de argamassas de referência, que foi atrás apresentada. A resistência à compressão mais elevada nos betões ensaiados foi obtida nas misturas em que o ligante era

constituído por 30% de cinzas volantes e 70% de cimento tipo I. A substituição de cimento por cinzas em mais de 30% do ligante resultou sempre na diminuição da resistência à compressão. A 1 ano de idade, no entanto, a resistência dos betões fabricados com 50% de cinzas foi apenas um pouco inferior à resistência dos betões sem cinzas, o que mostra a utilidade de se substituir tão elevada dosagem de cimento por cinzas, devido à diminuição do calor de hidratação e do custo do ligante e ainda o previsível aumento da durabilidade do betão.

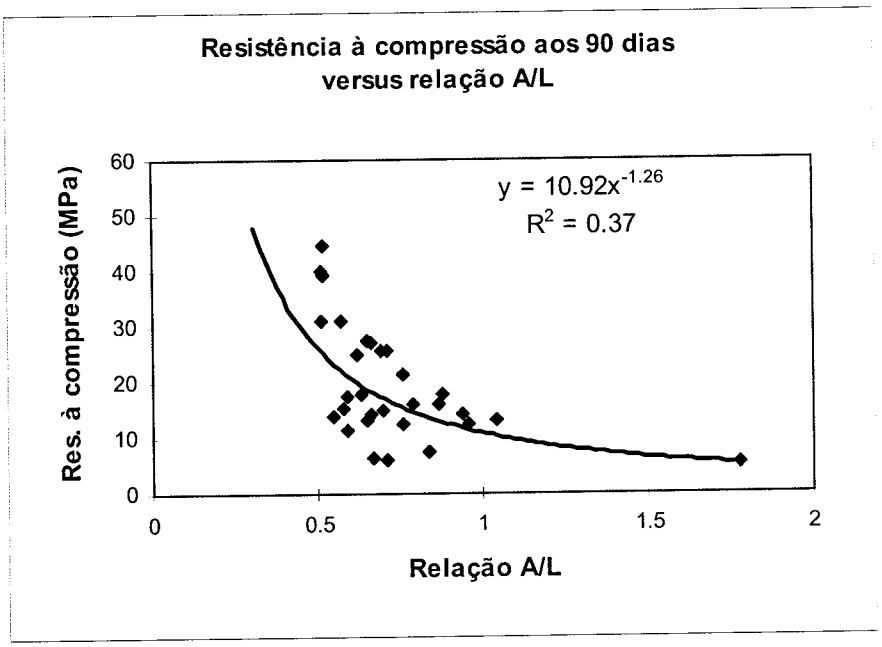


Figura 3.105 – Variação da resistência à compressão do betão aos 90 dias com a relação A/L. Betões V1 a V13, G1 a G6, T1 a T8 e X3 a X6.

Os limites para a dosagem de cinzas atrás referidas, de 30% e 50%, são indicativos e podem não ser iguais para outros betões. A eficiência das cinzas depende não só da relação A/C do betão mas também da necessidade de enchimento dos pequenos poros. Por outro lado, a função fluidificante das cinzas no betão, ou seja, a capacidade de diminuir a dosagem de água da mistura, varia com a composição do betão, não sendo assim válido estabelecer um único valor máximo para a dosagem de cinzas. Além disso a composição química do cimento e das cinzas volantes também influenciam as reacções das cinzas no betão, podendo modificar a percentagem óptima de substituição de cimento por cinzas.

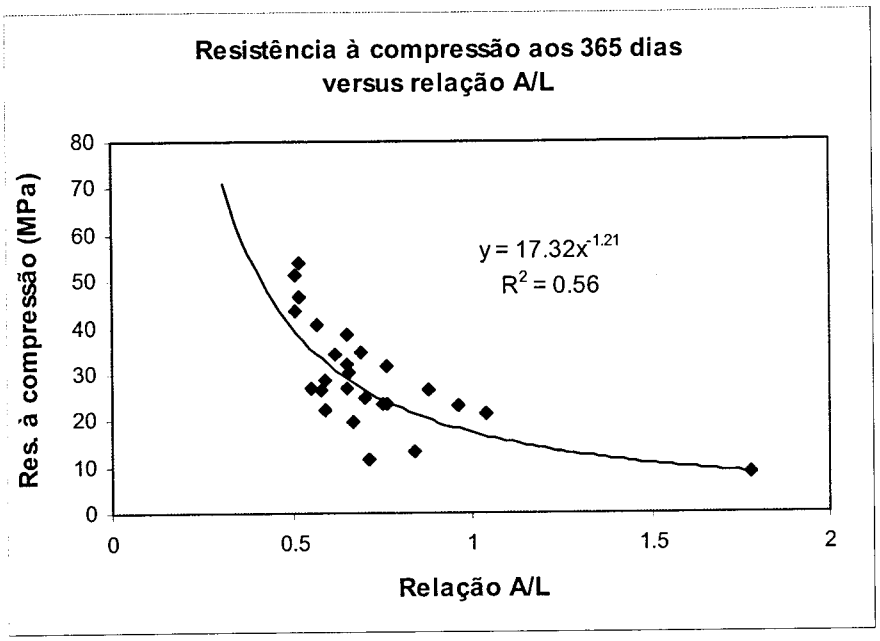


Figura 3.106 – Variação da resistência à compressão do betão aos 365 dias com a relação A/L. Betões V1 a V8, V10, V12, V13, G1, T1 a T8 e X1 a X6.

A resistência à compressão do betão aumentou com a dosagem de ligante. A dosagem de água, necessária para manter constante a trabalhabilidade do betão, não variou muito com o aumento da dosagem de ligante, podendo observar-se até uma diminuição da dosagem de água com o aumento da dosagem de ligante devido ao acréscimo no volume de pasta. Assim o aumento da dosagem de ligante conduz quase sempre a uma diminuição da relação A/L e a um aumento da resistência do betão. O crescimento da resistência com a dosagem de ligante depende da composição e da idade do betão e ainda do uso ou não de adições. Os betões com maiores dosagens de cinzas volantes tiveram uma taxa de crescimento menor a idades jovens e uma taxa de crescimento maior a idades mais avançadas. Nos betões com menor dosagem de cinzas e menor relação A/C o crescimento da resistência com a dosagem de ligante foi significativo logo nas idades jovens.

A eficácia dos adjuvantes no BCC depende da composição do betão. Os ensaios efectuados em betões com dois tipos de inerte mostraram resultados diferentes sobre a eficácia de adjuvantes plastificantes. Nas misturas sem filer e fabricados com areia rolada, que confere melhor trabalhabilidade ao betão, os adjuvantes foram mais eficazes que nas misturas fabricadas com filer e com areias britadas.

A eficácia para a acção fluidificante de uma mesma dosagem de adjuvante diminui na presença de maior número de partículas muito finas com elevada absorção, porque passa a

existir menor volume de adjuvante disponível por unidade de área superficial das partículas. Por outro lado, a diminuição da dosagem de água da mistura devido à acção do adjuvante, em betões com a mesma trabalhabilidade, é menor quando as partículas do inerte são muito angulosas, como é o caso de areias britadas, porque o atrito entre as partículas é elevado. Neste caso, a maior fluidez de uma argamassa seca é conseguida principalmente pela maior dosagem água, que diminui o atrito entre as partículas sólidas de maior dimensão, e o efeito de lubrificação ou repulsão das pequenas partículas conferida pelo adjuvante é menos eficaz.

No BCC é comum incorporar fíler para compensar a falta de elementos finos que resultam da reduzida dosagem de ligante do betão. Se por um lado o uso de fíler em dosagens relativamente reduzidas pode trazer benefícios para o comportamento do betão, por outro, se a adição destes finos resultar no acréscimo da dosagem de água da mistura ocorre em geral uma aumento da porosidade e uma diminuição da resistência.

A resistência do betão aumentou com a diminuição da dosagem de água até um limite em que a redução da quantidade de água tornou a consistência demasiado seca para evitar a ocorrência de vazios. Estes vazios podem dever-se à incapacidade da compactação distribuir a pasta de forma homogénea no betão ou a insuficiência do volume de pasta na mistura.

A resistência dos betões fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa, quase sem fíler, foi muito superior à resistência dos betões fabricados com xisto ou granito, com fíler, em que se usaram areias britadas com forma angulosa ou alongada.

A massa volúmica dos betões variou muito pouco com a variação do tipo e da dosagem dos componentes. Por exemplo, quando se fabricaram betões com diferentes inertes a massa volúmica não variou mais que 2% em valor médio. Nos casos em que foi estudada a influência da variação da dosagem de um determinado componente no betão, mantendo a consistência constante, a variação da massa volúmica observada foi ainda menor. Estes resultados indicam que a eficácia dos métodos de formulação dos betões baseados na determinação da massa volúmica será reduzida, devido à pouca sensibilidade do ensaio à variação das características dos betões.

O módulo de elasticidade dos betões aumentou com a resistência à compressão nas misturas fabricadas com o mesmo tipo de inerte. A variação do módulo de elasticidade foi, no entanto,

proporcionalmente menor que a variação da resistência à compressão. A deformabilidade dos inertes e da interface entre a pasta e o inerte tem uma importância relevante no módulo de elasticidade do BCC.

A variação da resistência à compressão diametral com a composição do betão seguiu, em geral, a mesma tendência que a variação observada para a resistência à compressão.

O coeficiente de permeabilidade à água diminuiu com o aumento da dosagem de ligante, apesar de se observar que betões com a mesma dosagem de ligante apresentaram coeficientes de permeabilidade muito distintos, devido, por exemplo, ao maior ou menor volume de vazios ou a diferente relação A/L. Nos betões em que a proporção de cinzas no ligante foi superior a 60%, o coeficiente de permeabilidade determinado foi relativamente elevado, mesmo quando se utilizaram dosagens de ligante superiores a 200 kg/m^3. Os betões muito secos também podem exibir um coeficiente de permeabilidade muito elevado, se os vazios na massa do betão estiverem ligados entre si.

A resistência do BCC não pode ser avaliada simplesmente pela relação A/L se não se considerar simultaneamente a dosagem de cinzas volantes no ligante, a consistência do betão e o tipo, a forma e a granulometria dos inertes. Quando a dosagem de cinzas é elevada, relativamente à dosagem de cimento, nem todo o volume de cinzas actua como ligante, particularmente a idades jovens. Para valores idênticos de A/L, a consistência do betão e a forma dos inertes têm influência no volume de vazios do betão. Por outro lado, as superfícies de rotura nos provetes são condicionadas pela resistência da rocha e pela granulometria das partículas dos inertes.

4 - ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DO BCC

4.1 - INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores fez-se uma análise da influência da variação do tipo ou da dosagem de alguns componentes nas características do BCC. Neste capítulo faz-se uma caracterização mais sistemática e exaustiva do betão. Para esse fim foram definidas composições de referência, com base na informação obtida dos estudos efectuados, com o objectivo de englobar betões de diferentes qualidades. Sobre estes betões foi realizada uma extensa série de ensaios que permitiu fazer a caracterização de várias propriedades do BCC.

O objectivo deste estudo foi obter dados sobre as características potenciais do BCC, para composições que incluíssem diferentes inertes e dosagens de ligante. As características de um betão, embora não possam ser determinadas sem recurso à realização de ensaios, podem ser estimadas com base na sua composição e em dados experimentais obtidos com materiais e composições semelhantes. Esta informação pode ser útil não só na realização de projectos, na especificação dos betões e na definição de cadernos de encargo, mas também para os programas de ensaios laboratoriais que normalmente antecedem a realização de qualquer obra de BCC, como tendências de variação das características dos betões com a alteração da sua composição, ou para efectuar estimativas sobre propriedades do betão.

Embora o BCC no estado fresco, antes de compactado, tenha um aspecto semelhante a um solo húmido, as suas características no estado endurecido são similares às dos outros tipos de betão, se forem fabricados com os mesmos componentes e tiverem a mesma porosidade, massa volúmica, compacidade, resistência às tensões, durabilidade, deformabilidade e impermeabilidade. A elevada energia de compactação a que é sujeito permite conferir a este material características equivalentes às dos betões convencionais vibrados, com dosagens de cimento inferiores.

Segundo Dunstan [8], as propriedades mais importantes no BCC, quando utilizado em barragens, são a massa volúmica, a permeabilidade, a resistência ao corte e a resistência à tracção. No entanto, Santos [110] refere que é também importante o estudo da resistência à

compressão, do módulo de elasticidade, do coeficiente de dilatação térmica, da contracção e da durabilidade. As principais diferenças entre as características do betão convencional e as do BCC, no estado endurecido, são devidas às diferenças na composição. Como as composições das misturas de BCC utilizadas nas obras já construídas foram muito diversas, é difícil quantificar valores típicos para as propriedades do BCC. Segundo Dunstan [8], nas obras de BCC é possível distinguir três grandes grupos de betões: betões pobres, betões tipo RCD (método japonês) e betões com elevada dosagem de pasta. As características de cada um destes tipos de betão, de acordo com resultados obtidos em ensaios sobre carotes extraídas de barragens já construídas, enquadram-se nos limites apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Características do BCC [8]

Propriedade	**unidade**	**BCC pobre**	**RCD**	**BCC rico**
Permeabilidade	m/s	10^{-4} a 10^{-9}	10^{-7} a 10^{-10}	10^{-10} a 10^{-13}
Tracção directa:				
betão em massa	MPa	≅ 0,50	-	1,40 a 2,10
na zona de ligação		≅ 0,25	-	1,40 a 1,70
Tracção indirecta:				
betão em massa	MPa	1,00 a 1,35	1,40 a 1,70	>2,00
na zona de ligação		-	0,40 a 0,70	>0,85
Corte	MPa	0,50 a 1,00	2,50 a 3,00	>2,20
Compressão	MPa	8,00 a 10,00	12,0 a 16,0	20,0 a 40,0

Os valores apresentados na tabela não são limites absolutos mas dão uma indicação dos que é corrente encontrar nas obras de BCC, os quais, como se observa, exibem um apreciável intervalo de variação.

Nas obras de BCC, para estabelecer a composição de betão a utilizar, tem sido usual fazer uma campanha extensa de ensaios laboratoriais, antes do início da construção da barragem. A composição definida em laboratório é ainda testada num bloco experimental realizado no local da obra. Esta prática deve-se principalmente ao desconhecimento sobre um material cujo início da aplicação é relativamente recente. Com os betões convencionais esta metodologia não é prática corrente porque as características do material podem ser estimadas, com uma margem de erro reduzida, através da definição da composição e da realização de alguns ensaios laboratoriais. A evolução no conhecimento sobre os betões convencionais,

devida ao desenvolvimento de teorias sobre o comportamento e à experiência adquirida, permite que se possam estabelecer valores característicos de algumas propriedades, a partir de um número reduzido de dados. Para o melhor conhecimento do BCC, tal como acontece para os betões convencionais, é útil estabelecer modelos teóricos de comportamento ou usufruir de regras empíricas que vão sendo desenvolvidas com a experiência adquirida. Para isso é de grande importância a realização de estudos experimentais que permitam fundamentar os modelos ou as regras sugeridas e é neste sentido que se apresenta a caracterização dos betões designados mais à frente como betões de referência.

4.2 - COMPOSIÇÃO DOS BETÕES DE REFERÊNCIA

O BCC pode ser considerado um betão especial. A caracterização de betões efectuada neste trabalho, englobando diferentes materiais e diferentes composições, visa fornecer dados para que se possam fazer estimativas das características deste material, para um espectro variado de composições.

Os estudos de composição efectuados no capítulo anterior permitiram limitar os casos a estudar, tendo-se definido as variações da dosagem de ligante e do tipo de inertes como os parâmetros que mais poderiam influenciar as características dos betões. Os resultados obtidos nos estudos anteriores sugerem que outros factores, tais como a variação da consistência ou a da dosagem de cinzas volantes no ligante, são também importantes para as características do betão; no entanto optou-se por manter constantes esses parâmetros em valores que foram considerados os mais adequados para os componentes usados nos estudos e para as aplicações do BCC mais correntes, e fazer variar apenas aqueles que podem condicionar em maior proporção as características do betão.

Nas composições escolhidas para os betões fabricados, designados como betões de referência, foram fixados os seguintes parâmetros:

- ligante constituído por cimento I 32,5R e cinzas S, com uma proporção de cinzas no ligante entre 39% e 47%;
- betões com consistência Vêbê modificado de 13±3 s;

- granulometria dos sólidos aproximada a uma curva de referência;
- máxima dimensão dos inertes de 50 mm;
- utilização de um adjuvante plastificante.

Os estudos efectuados em argamassas e em betões já apresentados mostraram que, quando a resistência do betão é especificada para os 90 dias, idade que é usual utilizar nos projectos de barragens de BCC quando se definem as características do material, a substituição de cimento por cinzas em valores superiores a cerca de 50% do ligante, usando cinzas volantes com características semelhantes às utilizadas neste estudo, não teve efeitos positivos na resistência e na impermeabilidade dos betões, tendo-se por isso adoptado os valores atrás referidos.

Os estudos efectuados com cinzas volantes provenientes de Sines e do Pego mostraram que, apesar de se terem obtido resistências à compressão mais elevadas com as cinzas de Sines, não existem diferenças significativas nos resultados obtidos nos betões fabricados com as duas cinzas volantes. Assim, não foi considerado importante fabricar betões com os dois tipos de cinzas, tendo-se utilizado apenas as cinzas de Sines (S).

O cimento usado foi o cimento I 32,5 R (C). A variação do tipo e da classe de resistência do cimento também faz variar as características dos betões. Como não foi possível efectuar um estudo exaustivo com vários tipos de cimento, face ao elevado número de ensaios a realizar, optou-se por utilizar um cimento corrente, tipo I, tendo assim pelo menos 95% de clínquer, com uma resistência à compressão aos 28 dias de 41,6 MPa, valor nem muito elevado nem muito reduzido para a maioria dos cimentos produzidos.

Foram fixados a consistência do betão em 13 s Vêbê e a máxima dimensão dos inertes em 50 mm porque são valores correntemente usados nas obras de BCC e, de acordo com os estudos efectuados, são adequados para o fabrico deste material em laboratório.

Apesar de nem sempre ser eficaz o uso de adjuvantes eles podem ser úteis para modificar algumas propriedades do betão. O tipo de adjuvantes que têm sido mais utilizados, para além dos introdutores de ar, que para as temperaturas que se verificam na maior parte do território português não é necessário utilizar no país, são os adjuvantes redutores de água de amassadura e os retardadores de presa. Nos ensaios realizados para o estudo das

características dos betões usou-se o adjuvante plastificante já utilizado nos estudos anteriores, cujo componente efectivo é um linhossulfonato modificado e cuja designação comercial é "Pozzolith 390 N".

Como foi atrás referido a granulometria dos inertes influencia as características do betão. Não existe nenhuma curva granulométrica que possa ser considerada a melhor para o fabrico de BCC mas existe um conjunto de curvas de referência que podem ser utilizadas. A granulometria dos sólidos no BCC deve ser semelhante a curvas de referência, como as de Faury ou as de Fuller, ou estar dentro de fusos como o definido pelo ACI. A melhor eficácia do uso de uma determinada curva granulométrica, relativamente a outra, depende da qualidade das fracções dos inertes usados, da sua forma e da quantidade em que cada uma destas fracções surge na mistura.

A diferença mais relevante para a qualidade do betão, em resultado do uso de diferentes curvas granulométricas, pode residir na dosagem de areia e de partículas muito finas da mistura. Apesar de existir uma tendência para a diminuição da resistência com o aumento da dosagem da areia e de partículas inertes muito finas, devido ao aumento da dosagem de água e da área superficial das partículas, o aumento das fracções mais finas dos inertes permite diminuir a segregação e aumentar a trabalhabilidade, o que traz vantagens para a qualidade do produto final. Todavia, a diminuição da resistência no betão devido ao aumento da dosagem de areia ou de filer não é por vezes condicionante no BCC, devido à importância de diminuir a segregação, quando a resistência especificada para os betões é reduzida.

Na curva de Fuller quadrática, $p=(d/D)^{1/2}$, recomendada por exemplo por Cascón Sagrado e al. [149], a dosagem de areia e de finos é relativamente baixa. Por exemplo para inertes com máxima dimensão de 76 mm o volume de fracções finas (areia e filer) é de apenas 25% do volume total de inertes, enquanto que na curva cúbica, $p=(d/D)^{1/3}$, esse volume é de 40%. Para compensar a falta de finos na mistura Cascón estipula que a soma do volume de inertes finos (partículas que passam no peneiro com abertura de 75μm) com o volume de ligante, seja de 10,5% a 12,0% do volume do betão, conforme a máxima dimensão do inerte.

A curva cúbica por outro lado, usada em várias barragens [55, 100, 108, 109, 187, 188, 189, 190], apresenta um volume de fracções finas mais elevado e que, no caso de inertes com máxima dimensão de 50 mm é de 45% (areia e filer). Neste caso quando se usam dosagens de

ligante mais elevadas o volume de finos pode ser exagerado relativamente ao mínimo necessário para assegurar a trabalhabilidade do betão e a dosagem de água da mistura pode ser significativamente superior à que seria necessária se o betão contivesse menor volume de inertes finos.

Nos estudos experimentais optou-se por usar a curva cúbica mas fazendo o ajustamento das dosagens contabilizando também o volume de ligante. Assim, quando o volume de ligante varia, o volume das fracções finas também é alterado de forma a manter o volume de partículas sólidas de pequena dimensão sem grandes variações. Esta opção, que é possível utilizar em betões com dosagens de ligante muito variadas, encontra-se assim entre duas situações consideradas limites: betões com inertes seguindo a curva cúbica, sem consideração da dosagem de ligante no volume, que têm uma elevada dosagem de finos e têm maior trabalhabilidade, mas com resistências relativamente baixas; betões com inertes seguindo a curva quadrática que têm uma reduzida dosagem de inertes finos e em que apenas o ligante deve suprir essa falta de pequenas partículas, mas que exibem resistências mais elevadas.

As dosagens de ligante usadas nos betões de referência foram de 90±2 kg/m^3, 140±2 kg/m^3 e 190±2 kg/m^3. Os inertes utilizados foram xisto verde com areia britada, calcário com areia rolada siliciosa e granito com areia britada. No total foram assim nove o número de betões fabricados com composições distintas: 3 dosagens de ligante para 3 inertes diferentes.

Quadro 4.2 – Composição dos betões de referência

Betão	**XR190**	**XR140**	**XR90**	**GR190**	**GR140**	**GR90**	**TR190**	**TR140**	**TR90**
cimento (kg/m^3)	100	85	55	99	83	54	101	84	54
cinzas (kg/m^3)	90	55	35	89	54	34	91	55	34
ligante (kg/m^3)	190	141	91	188	138	88	191	139	89
água (l/m^3)	129	127	123	140	149	148	106	106	104
inerte	X4	X4	X4	G3	G3	G3	CB	CB	CB
inerte grosso* (kg/m^3)	1144	1104	1108	1166	1208	1207	1128	1149	1170
inerte fino* (kg/m^3)	936	1034	1083	884	874	921	1024	1054	1085
filer (%)	3.3	3.5	3.6	5.6	8.0	9.0	0.5	2.0	3.5
adjuv. (l/m^3)	1,52	1,12	0,72	1,52	1,12	0,72	1,52	1,12	0,72
A/(C+F)	0,68	0,90	1,36	0,75	1,09	1,68	0,55	0,76	1,18

* A dosagem de cada fracção dos inertes e a granulometria dos sólidos dos betões está apresentada no Anexo G.

As características dos componentes foram já apresentadas na secção 3.5.1.3, para o cimento e para as cinzas volantes, e na secção 3.5.2.3, para os inertes e para o adjuvante. As designações e as composições usadas nos 9 betões de referência estão apresentadas no Quadro 4.2.

4.3 – NORMAS E METODOLOGIAS DE ENSAIO

Descrevem-se de seguida as metodologias de ensaio usadas nos trabalhos experimentais desenvolvidos para a caracterização do BCC. Os ensaios realizados e as respectivas normas de referência estão apresentados no Quadro 4.3.

Os provetes após serem retirados dos moldes foram conservados numa câmara saturada a uma temperatura de 20±2 °C e a uma humidade relativa superior a 95% até a data do ensaio, excepto nos casos que se referem de seguida. No ensaio de tracção directa os provetes foram retirados da câmara de saturação cerca de 48 horas antes da realização do ensaio para efectuar a colagem dos discos de aço às faces do provete. Nos ensaios de permeabilidade à água os provetes foram retirados da câmara de saturação cerca de 24 horas antes da realização do ensaio para efectuar a impermeabilização das faces do provete.
Para o ensaio de abrasão os provetes com secção de 60 mm x 60 mm e espessura de 25 mm foram obtidos por serragem de cubos de 15 cm de aresta.

Os provetes para os ensaios de fluência e de retracção foram selados. A selagem foi efectuada pela colocação de várias camadas de filme de plástico aderente, em volta do provete, tendo-se observado, por pesagem, que ao fim de 18 meses a perda de água nos provetes não foi superior a 0,3% do seu peso. Estes provetes foram conservados, durante o ensaio, numa sala a 20±2 °C de temperatura e a 50±5% de humidade relativa. A aplicação da carga nos provetes de fluência ocorreu aos 28 dias de idade.

Alguns destes ensaios foram descritos na secção 3.5.2.6, pelo que de seguida descrevem-se somente os restantes ensaios. As dimensões dos provetes relativos aos ensaios realizados estão apresentadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.3 – Ensaios realizados para a caracterização do BCC

Ensaio	Provetes	Norma de referencia	Nº de provetes por resultado	Idades de ensaio
Consistência Vêbê	Molde Vêbê	ASTM C 1170[1]	1	0 horas
Massa volúmica betão fresco	Molde Vêbê	ASTM C 1170[1]	1	0 horas
Massa volúmica betão endurecido	Cilindros 15cm x 30cm	ver nota[2]	2	3, 7, 28, 90 e 365 dias[1]
Resistência à Compressão simples	Cilindros 15cm x 30cm	LNEC E 226	2	3, 7, 28, 90, 365 dias
Resistência à tracção directa	Cilindros 15cm x 30cm	ver nota[2]	2	90 dias
Resistência à flexão	prismas 20cm x 20 cm x 60cm	LNEC E 227	2	90 dias
Resistência ao corte	cubos 20 cm	ver nota[2]	2	90 dias
Resistência à abrasão	prismas 60mm x 60mm x 25mm	LNEC E 396	4	90 dias
Módulo de elasticidade em compressão	Cilindros 15cm x 30cm	LNEC E 397	2	3, 7, 28, 90 e 365 dias
Coeficiente de Poisson	Prismas 20cm x 20 cm x 60cm	ver nota[2]	2	90 dias
Fluência	Prismas 20cm x 20 cm x 60cm	LNEC E 399	2	28 dias
Retracção	Cilindros 15cm x 60cm	LNEC E 398	2	1 dia
Permeabilidade à água	Cubos 20 cm	ver nota[2]	2	28 e 90 dias
Porosidade aberta	Cilindros 15cm x 30cm	LNEC E 394	3	185 dias
Porosidade – observação ao microscópio	Cilindros 15cm x 30cm	ver nota[2]	1	365 dias
Absorção capilar	Cilindros 15cm x 30cm	LNEC E 393	3	180 dias
Permeabilidade ao oxigénio	Cilindros 15cm x 30cm	LNEC E 392	3	90 dias
Difusibilidade térmica	cubos 20cm	ver nota[2]	2	90 dias
Elevação adiabática de temperatura	Prismas 15cm x 15cm x 17,5cm	ver nota[2]	2	0 horas

[1] a frequência de vibração da mesa Vêbê utilizada é de 50 Hz em vez de 60 Hz com o referido na ASTM;
[2] o método de ensaio está apresentado no texto.

Quadro 4.4 – Dimensões e preparação de provetes

Tipo de provete	Aresta/diâmetro (cm)	Altura (cm)	Sobrecarga (kgf)	Nº de camadas
Cilindro 15x30	15	30	9,1	3
Cilindro 15x60	15	60	9,1	4
Cubo 15	15	15	9,1	2
Cubo 20	20	20	22,7	3
prisma 20x20x60*	20	60	40,9	3

*fabricado com o molde colocado na horizontal.

Ensaio de tracção directa

O ensaio de tracção directa foi efectuado em provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, preparados de acordo com a norma ASTM C 1176. Nas faces dos cilindros, após a rectificação por desgaste, foram coladas discos de aço com 150 mm de diâmetro e 40 mm de altura, também de forma cilíndrica, aos quais se aparafusaram tirantes também de aço com 25 mm de diâmetro (figura 4.1). As garras da máquina de tracção, cujos apoios são constituídos por rótulas, exercem a força de tracção sobre os tirantes, provocando a rotura do provete. A rotura ocorre em geral numa superfície cujo plano médio é perpendicular à linha de acção da força. Este dispositivo exige que a cola que liga betão ao aço tenha uma resistência capaz de suportar as tensões de tracção instaladas, que podem atingir cerca de 3 MPa, para evitar o descolamento do betão ao disco de aço. Este descolamento ocorreu em alguns provetes durante a realização dos ensaios. Nestes casos o ensaio foi repetido. A velocidade de aplicação da carga foi de 6±2 kPa/s.

A resistência à tracção é dada pelo resultado da divisão da força de rotura pela secção transversal do provete.

Ensaio de corte

A tensão de rotura por corte do betão foi determinada em provetes cúbicos de 15 cm de aresta. O ensaio foi realizado na máquina apresentada na figura 4.2 [191]. A descrição do funcionamento do equipamento está apresentada na dissertação "Abordagem Probabilística do Comportamento Mecânico de Descontinuidades de Maciços Rochosos" elaborada para a obtenção do grau de doutor do Investigador J. Muralha [191]. O provete de betão é sujeito a uma força tangencial a actuar horizontalmente, sem aplicação de força normal. A resistência ao corte do provete é dada pelo resultado da divisão da força horizontal que provoca a rotura pela secção transversal do provete.

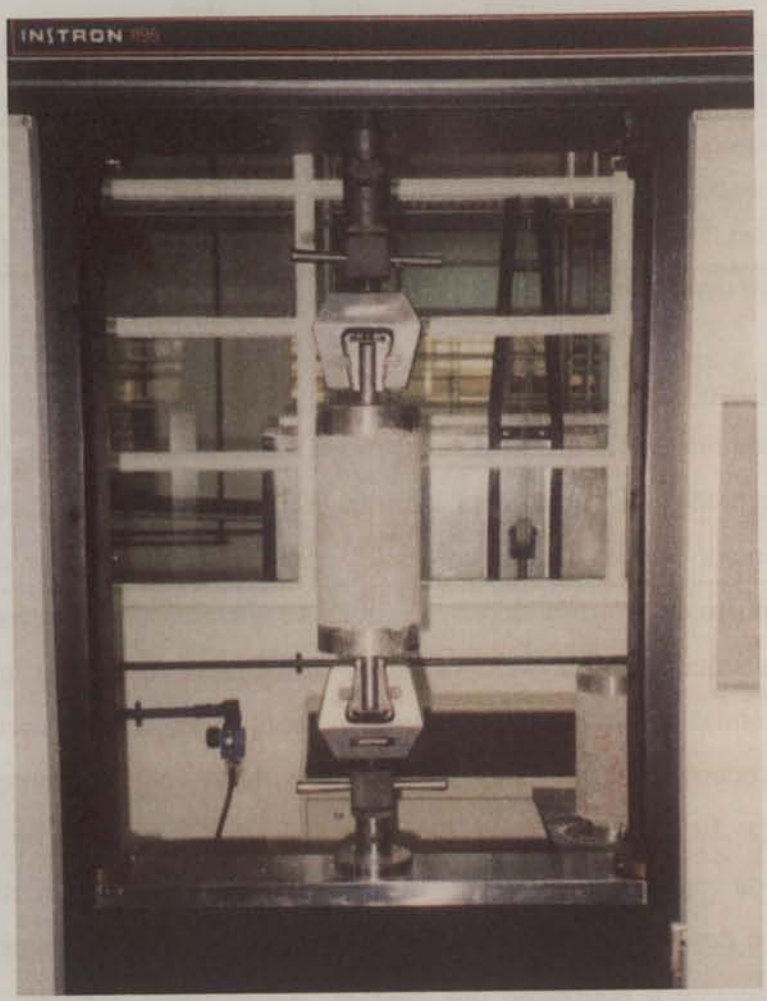


Figura 4.1 – Ensaio de tracção directa

Ensaio de retracção (LNEC E398)

O ensaio de retracção foi efectuado em provetes cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 60 cm de altura (figura 4.3). Os provetes continham bases de alongâmetro que atravessavam toda a secção do provete de forma a medir a retracção média ao longo de toda a sua espessura. As bases de alongâmetro estavam espaçadas de 40 cm e as deformações foram medidas com alongâmetros que incluem deflectómetros com sensibilidade de 1 μm.

Determinação do coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson foi determinado em provetes prismáticos com de 20 cm x 20 cm x 60 cm, por medição da deformação longitudinal e transversal do espécime. Para determinação da extensão longitudinal os provetes foram fabricados com dois varões de aço que atravessavam transversalmente o provete, colocados a uma distância de 10 cm das faces, ficando assim a base de leitura com 40 cm. A deformação foi medida com um alongâmetro

que incorporava um deflectómetro com sensibilidade de 1 μm. A extensão transversal foi medida a partir de quatro bases de alongâmetro, coladas em duas faces do provete, distanciadas de 10 cm. As bases de leitura foram colocadas de forma que o plano que as continha fosse aproximadamente perpendicular ao plano definido pelos varões de aço. A deformação transversal foi medida por um aparelho Staeger com uma sensibilidade de 1 μm. O coeficiente de Poisson é dado pela divisão do valor da extensão transversal pelo valor da extensão longitudinal, ambos medidos no mesmo instante. As cargas aplicadas e a metodologia de ensaio são similares às definidas na especificação LNEC E 397, para determinação do módulo de elasticidade.

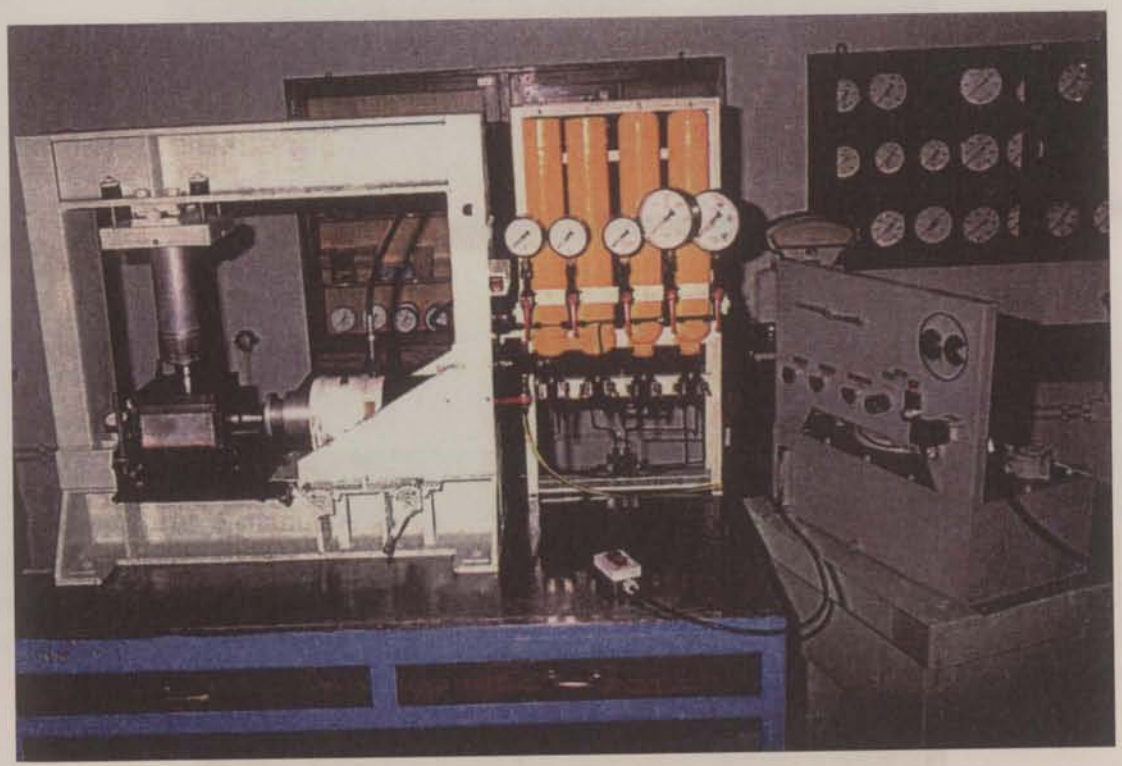


Figura 4.2 – Equipamento para a realização de ensaios de corte [191].

Ensaio de fluência (LNEC E399)

Este ensaio consiste na aplicação de uma força de compressão constante no provete e na medição das deformações ao longo do tempo. O equipamento de ensaio está apresentado na figura 4.4. O prato de aplicação da carga encontra-se ligado a um sistema de compensação das deformações do provete, o que permite que a tensão aplicada se mantenha constante. Os provetes usados foram provetes prismáticos selados com base quadrada de 20 cm de lado e 60 cm de altura. As deformações foram lidas sobre bases de alongâmetro que atravessavam o provete de forma a medir a deformação média ao longo de toda a secção. A sala onde foram

colocados os provetes para os ensaios de fluência encontrava-se a uma temperatura de 20±2 ºC. O carregamento dos provetes foi efectuado aos 28 dias de idade com uma tensão de compressão de cerca de 1/3 da tensão de rotura de provetes cilíndricos de 15 cm x 30 cm, fabricados com o mesmo betão e ensaiados também aos 28 dias. Junto aos provetes carregados foram colocados os provetes do ensaio de retracção, fabricados na mesma amassadura e sujeitos às mesmas condições de exposição, para, nos provetes carregados, separar a deformação de fluência da deformação de retracção.



Figura 4.3 – Provetes cilíndricos selados com 15 cm de diâmetro e 60 cm de altura usados no ensaio de retracção.

Ensaio de determinação da porosidade aberta (LNEC E394)

O ensaio de determinação da porosidade foi efectuado em provetes cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 5 cm de altura. Estes provetes foram obtidos por corte de cilindros de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Este ensaio consiste em saturar o provete e secá-lo posteriormente a 105 ºC até massa constante. A diferença entre o peso saturado e o peso seco

representa o volume de água que saiu do provete e portanto o volume acessível à água à pressão atmosférica. O valor obtido pela divisão daquele volume de água pelo volume do provete representa a porosidade aberta.



Figura 4.4 – Equipamento usado no ensaio de fluência. À direita encontra-se uma garrafa com óleo e azoto que se encontra ligada ao prato que transmite a tensão de compressão para que não ocorra perca de pressão devida à deformação do provete.

Ensaio de determinação da porosidade por observação ao microscópio

Este ensaio consiste na medição da área e do número de poros existentes numa superfície de betão. O ensaio é realizado sobre a superfície de provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 12 mm de altura obtida por corte transversal e polimento de carotes extraídas de cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. O polimento da superfície circular foi efectuado com pó de carboneto de silício. A superfície da carote é depois pintada a preto com um marcador e os poros são preenchidos com uma mistura de óxido de zinco e vaselina de cor branca. Por contraste entre a cor branca dos poros e a superfície preta, é possível efectuar a contagem da área e do número de poros existentes (figura 4.5). Esta contagem é realizada através de uma lupa binocular e de um sistema de análise de imagens por computador.

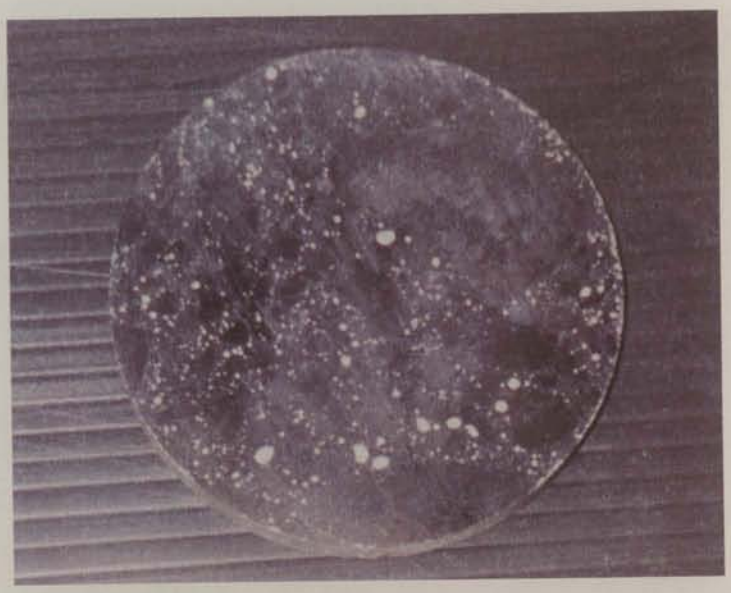


Figura 4.5 – Provetes utilizados para a determinação da porosidade por observação ao microscópio.

Ensaio de determinação da absorção capilar (LNEC E393)

O ensaio de determinação da absorção capilar foi efectuado em provetes cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 5 cm de altura (figura 4.6). Estes provetes foram obtidos de forma idêntica aos provetes usados no ensaio de porosidade aberta. Os provetes são previamente secos a 40±5 ºC durante 14 dias. Os provetes são depois selados lateralmente e cobertos por um filme plástico para que não ocorra evaporação de água e para que a absorção de água se faça unicamente pela superfície inferior do provete. Os provetes selados são então colocados sobre pequenos suportes num tabuleiro com água de forma que apenas a superfície inferior fique mergulhada na água. O nível de água deve ficar a cerca de 3 mm acima da superfície inferior do provete. São feitas leituras do peso dos provetes logo antes de serem colocados na água e a várias alturas após o início do ensaio, nomeadamente aos 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas, 24 horas, 48 horas e 72 horas. As últimas leituras são pouco úteis em provetes com elevada absorção capilar e com altura reduzida, porque o provete atinge rapidamente um estado próximo da saturação.



Figura 4.6 – Ensaio de absorção capilar.

Ensaio de abrasão (LNEC E396)

Os ensaios de abrasão foram efectuados de acordo com a especificação LNEC E 396-1993, método A, similar à norma francesa NF P 98-303 de 1988, numa máquina de Amsler-Laffon para ensaios de desgaste. O ensaio consiste essencialmente em submeter a um percurso de 250 m, placas quadradas de betão, de 60 mm de lado e de 25 mm de espessura, comprimidas de encontro a um disco metálico em rotação, com interposição de areia siliciosa. Os prismas estão sujeitos a uma força de compressão de 333 N. O resultado do ensaio é a diferença na espessura do prisma, medida antes e após o ensaio. Os prismas usados nestes provetes foram obtidos por corte de provetes cúbicos com 15 cm de aresta. Os cubos de betão foram conservados na câmara saturada a uma temperatura de 20±2 ºC e a uma humidade relativa superior a 95% hr. Cerca de uma semana antes da realização do ensaio, os cubos foram cortados em prismas de 60mm x 60mm x 25mm e posteriormente conservados dentro de água a 20±2 ºC, até à realização do ensaio (figura 4.7).



Figura 4.7 - Provetes de 60mm x 60mm x 25mm, utilizados no ensaio de abrasão, conservados dentro de água.

Ensaio de determinação da difusibilidade térmica

Este ensaio de determinação da difusibilidade térmica consistiu em medir a variação de temperatura ao longo do tempo em dois pontos de um provete, quando se estabelece um gradiente de temperatura no betão. Os provetes usados neste ensaio foram cubos de 20 cm de aresta que foram fabricados com um termopar cobre-constantan no centro e outro na superfície do betão (ver figura 4.8). Os provetes após serem retirados dos moldes foram conservados numa câmara saturada a uma temperatura de 20±2 ºC e a uma humidade relativa superior a 95%. Aos 90 dias de idade os provetes foram retirados da câmara saturada e colocados durante 24 horas numa estufa ventilada a 90 ºC de temperatura. Ao fim dessas 24 horas a temperatura na superfície do betão e no interior era idêntica. Nessa altura os provetes foram retirados da estufa e colocados imediatamente num recipiente que foi cheio com água a uma temperatura de cerca de 18 ºC. A água, fornecida para dentro do recipiente por dois jactos com sentido oposto, estava continuamente em circulação e em renovação de forma que a temperatura na superfície do provete se mantivesse sempre próxima dos 18 ºC (figura 4.9). A temperatura medida nos dois termopares foi continuamente registada até que os seus valores fossem praticamente iguais. A variação ao longo do tempo da diferença de temperatura entre o centro e a superfície permite determinar o valor da difusibilidade média do betão para a gama de temperaturas utilizadas [192].

Sabendo o valor θ/θ_i, dado pela expressão 4.1 [192], que representa a relação entre a diferença de temperatura entre o centro do cubo e a superfície num instante t e a mesma diferença de temperatura no instante inicial, é possível pela figura apresentada no Anexo H obter o valor da difusibilidade do betão h^2. No Anexo H apresenta-se a solução da equação de Fourier, que é descrita na secção 4.9.3 deste trabalho, para provetes cúbicos.

$$\frac{\theta}{\theta_i} = \frac{\theta_{ct} - \theta_{st}}{\theta_{c0} - \theta_{s0}} \tag{4.1}$$

Na expressão 4.1, θ_{ct} é a temperatura no centro do cubo no instante t, θ_{st} é a temperatura na superfície do cubo no instante t, θ_{c0} é a temperatura no centro do cubo no instante inicial, θ_{s0} é a temperatura na superfície do cubo no instante inicial.



Figura 4.8 – Cubo de 20 cm de aresta com um termopar colocado na superfície do betão e outro no centro do provete. O provete, a uma temperatura de cerca de 90ºC é colocado num recipiente que está a ser rapidamente cheio com água, a uma temperatura de cerca de 18º C, através do caudal fornecido por dois jactos de água de sentido oposto.

Ensaio de determinação da elevação adiabática de temperatura

Este ensaio consiste em medir a elevação de temperatura de provetes, devido à libertação do calor de hidratação do ligante, sem que existam trocas de calor significativas com o exterior. O equipamento usado neste ensaio consistiu numa câmara condicionada, termopares e um registador de temperaturas. Os provetes foram fabricados com um termopar colocado no centro do cubo e com placas de poli-extireno expandido, vulgo esferovite, com 2,5 cm de espessura envolvendo toda a superfície do betão para diminuir a transferência de calor. Nos

moldes cúbicos de 20 cm de aresta foram colocadas placas de esferovite junto ao fundo e às paredes e foi ainda colocada uma outra placa, com cerca de 5 cm de espessura, a cobrir o provete, de forma que este ficou prismático com dimensões de 15 cm x 15 cm x 17,5 cm. Na união entre placas de esferovite foi colocada vaselina e todas as frestas foram preenchidas com uma resina à base de silicone (ver figura 4.10). Os provetes logo após serem moldados foram colocados na câmara condicionada (figura 4.11). As paredes do molde e as placas de poli-extireno serviram de isolamento térmico ao provete para diminuir a transferência de calor entre o betão e o exterior do provete, devidas às pequenas diferenças na temperatura da câmara e do provete. A temperatura da câmara foi controlada de forma que fosse semelhante à temperatura medida no interior do provete. Para esse efeito a câmara foi programada para ter uma evolução de temperatura igual à que seria esperada no provete. A estimativa da variação da temperatura do provete foi efectuada por medição prévia da variação de temperatura noutros provetes fabricados com o mesmo betão e conservados em condições idênticas. Durante os ensaios a diferença entre a temperatura da câmara e a temperatura no centro do provete só em curtos espaços de tempo, sempre inferiores a 1 hora, foi superior a 0,3 °C. A humidade relativa da câmara foi programada para se manter em 50%. A elevação de temperatura nos provetes foi medida até aos 28 dias de idade.

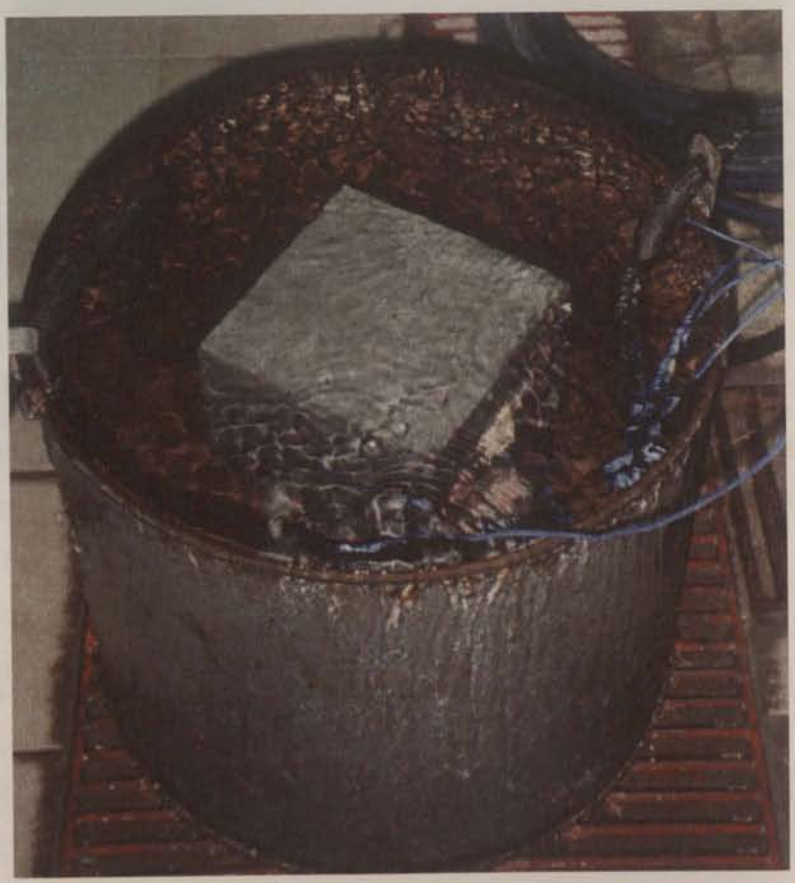


Figura 4.9 –Ensaio de determinação do coeficiente de difusibilidade.

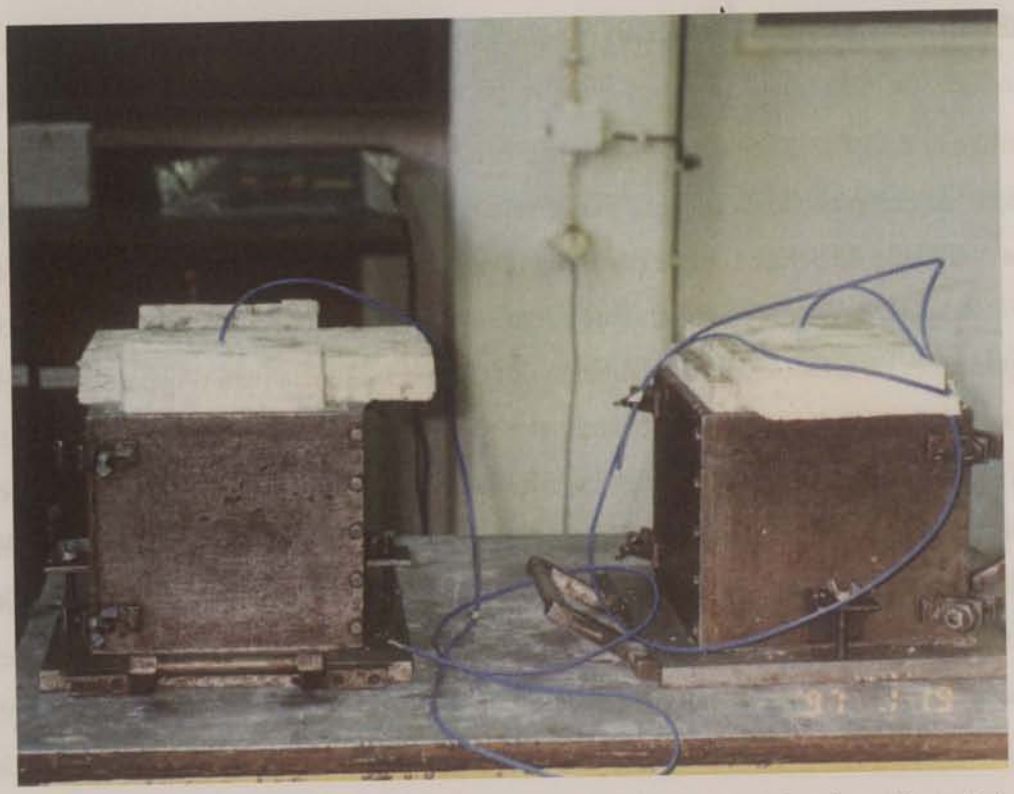


Figura 4.10 – Provetes de betão, para o ensaio de determinação da elevação adiabática de temperatura, dentro dos moldes e isolados com esferovite.

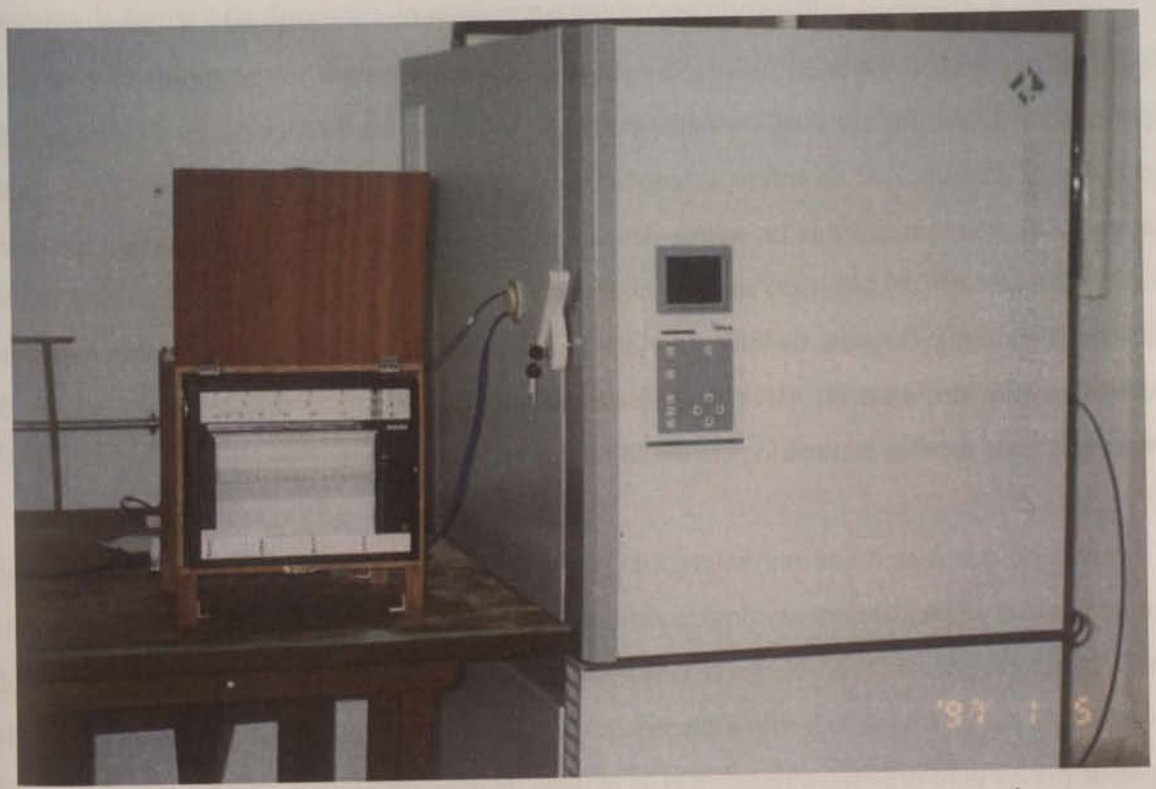


Figura 4.11 – Ensaio de determinação da elevação adiabática de temperatura. À esquerda o registador de temperaturas e à direita a câmara condicionada programável com provetes de betão no interior.

4.4 - RESISTÊNCIA ÀS TENSÕES

Nas barragens de BCC a tensão de rotura do betão pode não ser um factor condicionante na formulação da composição da mistura mas é seguramente um parâmetro muito importante para avaliar a qualidade do betão. Grande parte das obras de BCC funcionam por gravidade, sendo as tensões instaladas, em geral, relativamente baixas. No entanto, com a evolução no conhecimento das propriedades do BCC, existe actualmente uma maior tendência para o uso deste material em estruturas de grande altura ou funcionando por arco-gravidade, casos em que se exige que o material exiba maior resistência às tensões. Mesmo em obras de gravidade as tensões no betão podem ser relativamente elevadas devido a acções sísmicas ou a variações de temperatura. Por outro lado, quando o BCC se destina à execução de pavimentos podem ser especificadas resistências à compressão relativamente elevadas, da ordem dos 40 MPa ou ainda superiores. Independentemente do nível de resistência exigido é fundamental conhecer a tensão de rotura do material, não só porque é necessário que a estrutura resista às tensões instaladas mas também porque através da resistência do betão às tensões se pode inferir da sua qualidade, nomeadamente no que se refere à impermeabilidade e a outras características de durabilidade.

A rotura de um provete sujeito a uma solicitação específica corresponde à carga máxima suportada por esse provete. A rotura do provete dá-se por rotura do material ou seja pela separação do espécime em duas ou mais partes. A rotura do material pode ser explicada pela mecânica da fractura que se refere às condições de formação e propagação das fissuras num material. O betão tem fissuras ou outras descontinuidades mesmo sem estar sujeito a qualquer solicitação exterior, devido a diversos factores tais como a retracção, a exsudação, diferentes variações de volume da pasta de cimento e dos inertes, etc. Quando o betão é solicitado por uma acção, que gera um aumento de tensões, estas fissuras propagam-se devido ao fenómeno da concentração de tensões explicado pela teoria de Griffith [193].

O mecanismo que rege o comportamento do betão até à rotura é bastante complexo devido ao grande número de factores envolvidos e à dificuldade de avaliação da sua influência relativa, tais como a heterogeneidade do betão a distribuição da humidade no seu interior, a contínua evolução da sua estrutura, a forma e dimensões do provete, etc., não existindo nenhuma teoria capaz de prever com precisão a resistência às tensões de um determinado betão.

A propagação das fissuras dá-se devido à concentração das tensões nas suas extremidades. Esta propagação pode ser entendida em termos de energia mínima. O provete ao ser solicitado transforma o trabalho realizado pelas forças exteriores em energia potencial, por deformação elástica do material, e em energia de crescimento da fissura. A propagação de uma fissura dá-se sempre que o crescimento da fissura conduza a um decréscimo da energia potencial, ou seja quando o crescimento da fissura conduz a um estado de deformação no provete com menor energia potencial que o estado de deformação que existiria se a fissura não tivesse crescido.

O betão é um material compósito que pode ser considerado como sendo constituído por duas fases: uma matriz de pasta de cimento e partículas inertes dispersas nessa matriz. Cada uma destas fases, embora não sejam homogéneas, apresentam relações entre a tensão e a extensão quase lineares. O betão, no entanto, tem um comportamento não linear, principalmente devido à interface entre a pasta de cimento e os inertes. Nos betões correntes é normalmente nesta interface que existem as microfissuras que depois se vão propagar e conduzir à rotura do provete.

A tensão de rotura de um provete além de estar condicionada à estrutura do betão depende também da forma e da dimensão do espécime e ainda do equipamento de ensaio. A influência da dimensão do provete está relacionada com a dimensão dos defeitos e das fissuras existentes no betão e a forma do provete e o equipamento de ensaio condicionam o tipo de rotura e a formação das superfícies de rotura.

As tensões de rotura que se costumam medir nos provetes de betão são provocadas por estados de tensão simples de corte, tracção ou compressão. Os ensaios efectuados no âmbito deste estudo foram os seguintes: ensaio de compressão simples; ensaio de tracção directa; ensaio de flexão; ensaio de corte sem aplicação de tensões normais.

4.4.1 - Resistência à compressão

A tensão que leva à rotura de um provete sujeito a uma força de compressão simples depende de diversos factores, uns relativos ao material, como por exemplo a relação A/C, a humidade, a resistência dos inertes, a compactação, o tipo de ligante, as condições de cura ou a idade, e outros que dependem das condições de ensaio, como por exemplo a forma e dimensão do provete, a velocidade de carga ou outras características da prensa. Embora existam diversos

factores que contribuem para que se observem variações na resistência à compressão de um betão é possível encontrar condições estabilizadas de ensaio, de forma a avaliar correctamente a influência de cada parâmetro nesta característica do betão, desde que se sigam métodos normalizados no fabrico, na conservação, na cura e na execução de ensaio. Os parâmetros que foram estudados neste trabalho referem-se só a parâmetros da composição do betão.

A rotura de um provete cúbico com 15 cm ou 20 cm de aresta ou de um provete cilíndrico de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, sujeito a uma força de compressão simples, dá-se, não por esmagamento do material, que exigiria tensões muito mais elevadas dos que as que na realidade ocorrem, mas, como atrás se referiu, pela propagação das fissuras no betão devido às tensões de tracção instaladas.

No Quadro 4.5 apresentam-se os resultados da resistência à compressão dos nove betões de referência estudados. A apreciação dos resultados faz-se nas secções seguintes.

Quadro 4.5 – Resistência à compressão (f_c)* dos betões de referência

Betão	f_c - 3d (MPa)	f_c - 7d (MPa)	f_c - 28d (MPa)	f_c - 90d (MPa)	f_c - 365d (MPa)
XR190	4,0	6,9	12,5	21,7	33,4
XR140			8,2	14,1	
XR90			3,2	6,5	
GR190	3,5	6,6	12,0	22,0	31,2
GR140			7,0	13,2	
GR90			3,2	5,7	
TR190	11,8	16,2	30,3	41,9	54,9
TR140			21,6	27,5	
TR90			10,1	16,4	

* em provetes cilíndricos de 15 cm x 30 cm

4.4.1.1 - Influência da dosagem de ligante

Nos betões convencionais o aumento da dosagem de ligante provoca um aumento da tensão de rotura à compressão. O aumento é aproximadamente linear para dosagens de ligante entre cerca de 200 kg/m^3 e 400 kg/m^3 como se pode observar na figura 4.12. Acima de 400 kg/m^3 o crescimento da tensão de rotura com a dosagem de cimento é menor. No BCC a dosagem de ligante é normalmente inferior a 200 kg/m^3, não estando assim dentro dos limites correntes encontrados no betão convencional.

Nas figuras 4.13 e 4.14 apresenta-se, respectivamente, a resistência à compressão aos 28 dias e aos 90 dias dos 9 betões considerados, referentes a misturas fabricadas com três diferentes tipos de inerte, cujas composições foram apresentadas no Quadro 4.2. A dosagem de ligante variou entre 90 kg/m^3 a 190 kg/m^3 e a consistência Vêbê foi de 13±3 segundos. A variação da resistência à compressão com a dosagem de ligante é, tal como nos betões convencionais com dosagens de ligante entre 200 kg/m^3 a 400 kg/m^3, aproximadamente linear nos três casos estudados e para as duas idades consideradas. Esta constatação é importante porque permite facilitar os estudos de composição quando se pretende definir a dosagem de ligante de forma a atingir um certo nível de resistência. Dentro do intervalo de variação estudado, ou seja entre 90 kg/m^3 a 190 kg/m^3, é possível, sabendo a resistência de betões com duas dosagens de ligante distintas, estimar por extrapolação a resistência de um betão com uma dosagem de ligante diferente.

Como se pode observar naquelas figuras, a resistência à compressão dos betões fabricados com xisto (XR) e granito (GR) é similar, mas a resistência dos betões fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa (TR) é muito superior. Já na secção 3.5.2.7.7 (ver figura 3.99), quando se analisou a variação da resistência à compressão com a mudança do tipo de inerte, se tinham obtido resultados semelhantes, apesar da dosagem de ligante, da consistência e da percentagem de cinzas no ligante ser nesses betões diferente, o que sugere um padrão de comportamento.

A resistência à compressão aos 90 dias do betão TR190, fabricado com apenas 100 kg/m^3 de cimento tipo I 32,5R, é de 41,9 MPa em cilindros de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, o que eventualmente corresponderia em provetes cúbicos de 15 cm de aresta, mais utilizados em Portugal, a uma resistência superior a 50 MPa. Mas por outro lado nos betões com 55 kg/m^3 de cimento a resistência observada foi relativamente baixa, particularmente nos casos em que se usaram areias britadas, nos quais aos 90 dias a resistência não ultrapassou 6,5 MPa.

Nas figuras 4.15 e 4.16 apresenta-se uma comparação entre valores obtidos neste trabalho e os resultados da resistência à compressão do betão aplicado em diversas barragens [10, 52, 93, 100, 190, 195 a 203]. Os resultados que se referem a barragens, e que estão apresentados nas referências bibliográficas descritas, englobam betões fabricados com diferentes proporções entre a dosagem de cinzas e a dosagem de cimento, enquanto que nos betões fabricados para este trabalho a relação entre as dosagens de cinzas e cimento se manteve praticamente constante.

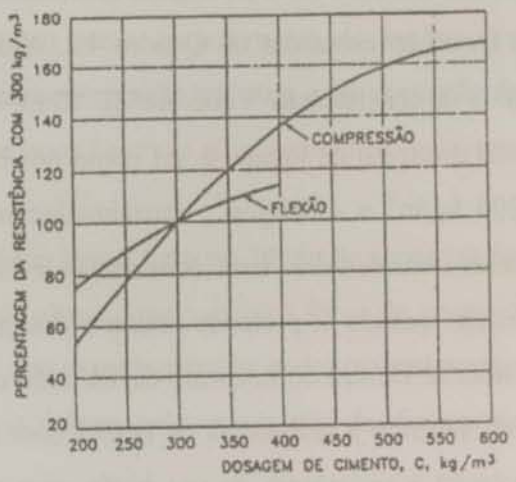


Figura 4.12 – Influência da dosagem de cimento nas tensões de rotura de compressão e de flexão. Betões fabricados com cimento da mesma amostra com trabalhabilidade, idade e cura iguais [194].

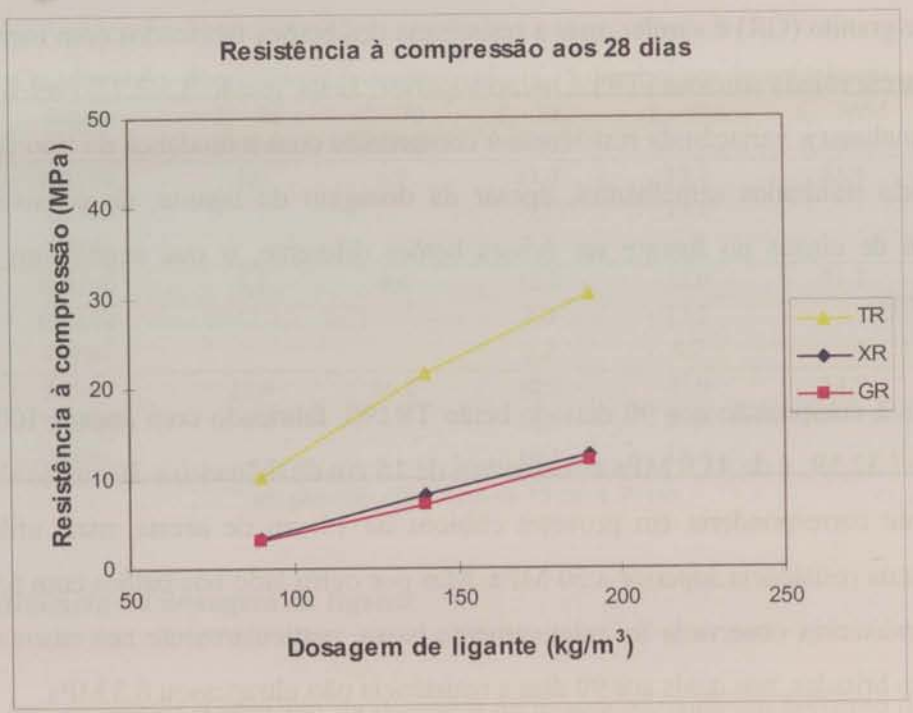


Figura 4.13 - Variação da resistência à compressão aos 28 dias com a dosagem de ligante, de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

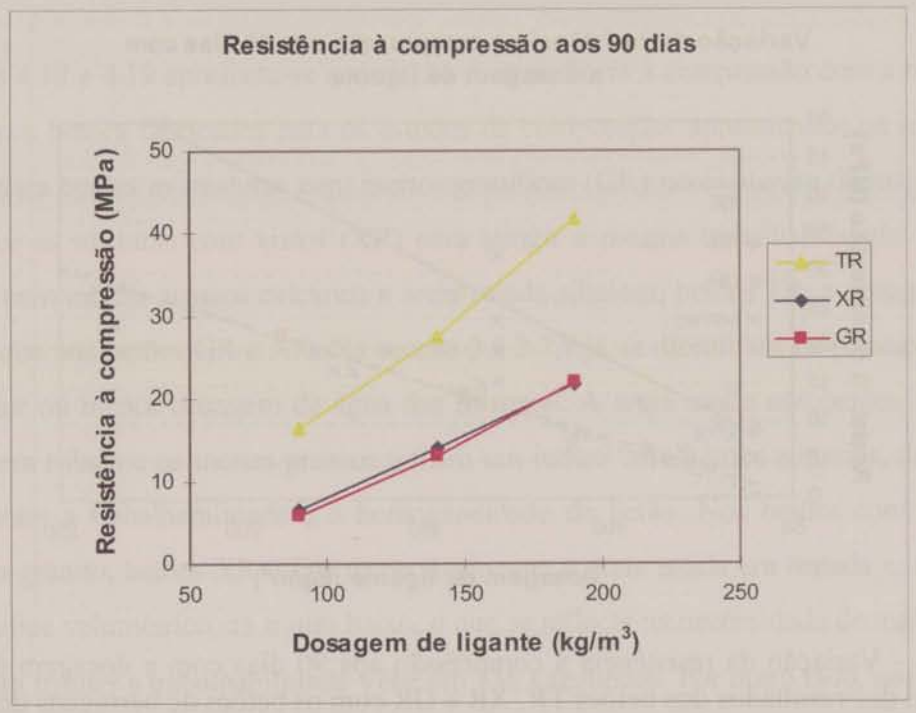


Figura 4.14 - Variação da resistência à compressão aos 90 dias com a dosagem de ligante, de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

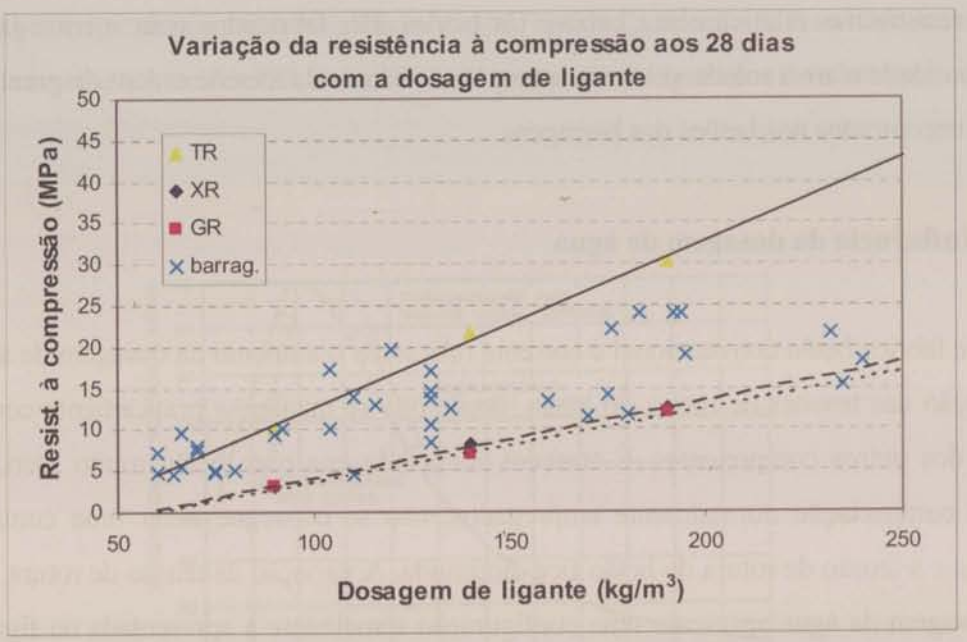


Figura 4.15 - Variação da resistência à compressão aos 28 dias com a dosagem de ligante. Comparação dos resultados dos betões TR, XR e GR com os betões de barragens de BCC.

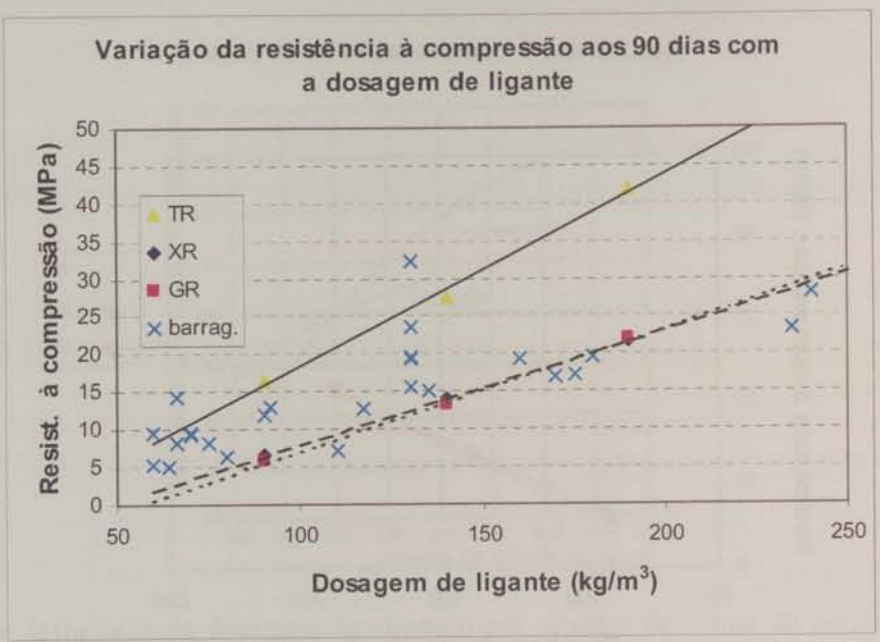


Figura 4.16 - Variação da resistência à compressão aos 90 dias com a dosagem de ligante. Comparação dos resultados dos betões TR, XR e GR com os betões de barragens de BCC.

Os resultados da resistência à compressão aos 28 dias e aos 90 dias observados nos betões TR, GR e XR, não estão desajustados relativamente aos observados nos betões das barragens. Os betões XR e GR, fabricados com inertes britados de pior qualidade, situam-se entre os que exibiram resistências relativamente baixas. Os betões TR, fabricados com inertes grossos de melhor qualidade e areia rolada siliciosa, apresentam valores da mesma ordem de grandeza dos máximos encontrados nos betões das barragens.

4.4.1.2 - Influência da dosagem de água

Quando se fabrica betão convencional é corrente relacionar o aumento da dosagem de água com a diminuição das tensões de rotura do betão, desde que se mantenha praticamente constante a dosagem dos outros componentes. É também conhecido que num betão muito seco, com os meios de compactação normalmente empregados, não se consegue obter uma compacidade satisfatória e a tensão de rotura do betão fica diminuída. A variação da tensão de rotura do betão com a dosagem de água apresenta uma configuração semelhante à apresentada na figura 4.17. No entanto, como o betão convencional nunca é muito seco, só é aplicável o ramo da direita da curva apresentada na figura, que mostra a diminuição da tensão de rotura com o aumento da dosagem de água. A dosagem de água no BCC normalmente situa-se perto do ponto máximo da curva, podendo mesmo encontrar-se no ramo ascendente. Neste caso um aumento da dosagem de água pode ser benéfico para o aumento da tensão de rotura.

Nas figuras 4.18 e 4.19 apresenta-se a variação da resistência à compressão com a relação A/L. Tal como nos betões fabricados para os estudos de composição, apresentados na secção 3.5.2, também nestes betões as misturas com inertes graníticos (GR) necessitaram de maior dosagem de água que as misturas com xistos (XR) para atingir a mesma trabalhabilidade. Nos betões fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa, betões TR, a dosagem de água foi menor que nos betões GR e XR. Na secção 3.5.2.7.7 já se discutiram os principais motivos para a maior ou menor dosagem de água das misturas. A areia usada nos betões TR foi uma areia siliciosa rolada e os inertes grossos tinham um índice volumétrico superior, dois aspectos que melhoram a trabalhabilidade e a homogeneidade do betão. Nos betões com xisto e nos betões com granito, betões XR e GR respectivamente, a areia usada era britada e, no caso dos xistos, o índice volumétrico era muito baixo, o que se reflecte na necessidade de maior dosagem de água para manter a trabalhabilidade Vêbê em 13±3 segundos. Por outro lado, nos betões com inertes graníticos, a inclusão de filer, que continha mica e feldspatos, fez aumentar o volume de água das misturas. Apesar disso, como se observa nas figuras 4.13 e 4.14, a resistência à compressão dos betões GR foi semelhante à resistência dos betões XR. Como se referiu, as partículas dos xistos tinham um índice volumétrico muito baixo o que propicia o aumento dos vazios no betão que diminuem a resistência. Assim, apesar da relação A/L ser inferior nos betões XR, relativamente aos betões GR, a resistência é praticamente igual nos dois betões.

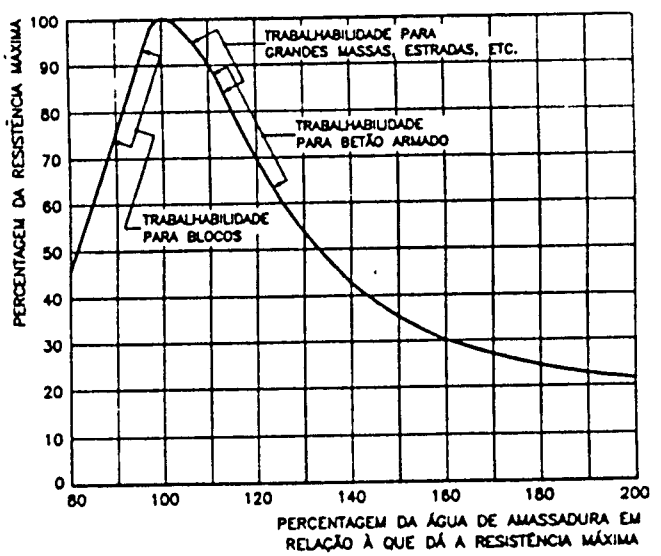


Figura 4.17 – Variação relativa da resistência à compressão de um betão com a quantidade de água de amassadura [194].

Quando o betão tem um volume de poros apreciável, devido a insuficiente compacidade ou a excesso de água, é possível que, por um lado, betões com relação A/C diferente possam ter resistência semelhantes, e, por outro, betões com a mesma consistência e igual dosagem de ligante tenham resistências muito diferentes.

A lei de Duff Abrams [168], estabelecida em 1919, determina que a resistência do betão convencional, quando suficientemente compactado, pode ser relacionado com a relação A/C de acordo com a expressão seguinte:

$$fc = \frac{K_1}{K_2{}^{A/C}} \tag{4.2}$$

em que K_1 e K_2 são constantes empíricas.

Apesar da tensão de rotura depender de muitos outros parâmetros, nomeadamente da dosagem do tipo e da granulometria do inerte, a possibilidade de se obter uma aproximação razoável da resistência apenas em função relação A/C, conhecidos K_1 e K_2, mostra a importância deste factor na resistência à compressão.

Já em 1892 Feret tinha descoberto que a tensão de rotura de uma argamassa é função do volume de água e do volume de vazios. Em 1896 Feret [106, 168] estabeleceu a seguinte relação:

$$\sigma_r = K\left(\frac{c}{1-i}\right)^2 \tag{4.3}$$

em que σ_r representa a resistência da argamassa, K é um factor que depende da natureza do ligante, c o volume absoluto do cimento e i o volume absoluto do inerte.

Assim a quantidade de água que conduz à máxima resistência à compressão é a que, simultaneamente, é suficiente para a completa hidratação do cimento e permite uma distribuição completa e homogénea da pasta no betão. Para além deste limite qualquer excesso na dosagem de água conduz a um aumento da porosidade do betão que se traduz na diminuição da tensão de rotura.

Embora a resistência à compressão do betão possa ser estimada com base na relação A/C, definidos os parâmetros K, a estimativa não será correcta quando se alteram certos

parâmetros tais como o tipo ou a granulometria dos inertes, a qualidade do cimento ou a temperatura de cura, que não se encontram considerados nas expressões 4.2 e 4.3.

Como no BCC o ligante raramente é constituído só por cimento Portland e como as adições usadas são em geral activas, ou seja actuam também como ligante, não é coerente ignorá-las quando se estabelecem relações entre a dosagem de água e qualquer propriedade do betão em que a porosidade seja um factor preponderante. Francis A. Oluokun [156] propõe uma relação mais elaborada que a lei de Abrams entre a resistência à compressão aos 28 dias de idade, fc_{28}, e a dosagem de ligante, expressão 4.4, em que estão incluídas as cinzas volantes.

$$fc_{28} = \frac{10^{k1}}{(10^{k3})^{\beta}}, \qquad \textbf{(4.4)}$$

em que $\beta = \frac{A}{C+F} + \frac{k5}{k3}(C+F) - \frac{k8}{k3}\left(\frac{C}{F}\right)$, com k1, k3, k5 e k8 constantes.

Nesta expressão, a resistência é relacionada não só com a relação A/(C+F) mas também com a dosagem de ligante, C+F, e com a relação entre a dosagem de cimento e a dosagem de cinzas volantes, C/F. Apesar de ser uma expressão mais complexa que a lei de Abrams a influência dos inertes não é também considerada.

Nas figuras 4.18 e 4.19 pode-se observar que, para a mesma relação A/(C+F), a resistência dos betões fabricados com calcário e areia rolada siliciosa foi superior à resistência dos betões fabricados com granito ou com xisto. Por outro lado, a diferença aumenta com a diminuição de A/(C+F). Esta variação observada na resistência à compressão dos betões quando se usam inertes diferentes está relacionada com o tipo, granulometria, forma e textura da superfície do inerte, e ainda com a porosidade do betão.

Como as superfícies de rotura num provete atravessam as partículas do inerte, particularmente quando a relação A/C é reduzida, o aumento da tensão de rotura do inerte faz crescer também a tensão de rotura do provete de betão. A granulometria tem influência no volume que o inerte ocupa no betão e na configuração do esqueleto sólido formado pelas partículas dos inertes no betão, aspectos que condicionam a forma de rotura do provete. A forma dos inertes é importante para a compacidade do betão porque pode aumentar ou diminuir a facilidade de movimentação das partículas na massa e assim alterar o volume de vazios do betão. Este parâmetro é particularmente importante no BCC, cujas condições de compactação estão dificultadas porque

o betão é muito seco e a vibração é externa. A textura superficial do inerte afecta as características da zona de interface entre a pasta e o inerte, influenciando a configuração das superfícies de rotura no betão. Segundo Coutinho [204], a natureza química das partículas da rocha, que pode permitir ou não a continuidade da estrutura cristalina do inerte nos produtos da hidratação do cimento ou a aderência de origem química devido a reacções entre estes produtos da hidratação e a superfície do inerte, condicionam a resistência da ligação da pasta de cimento ao inerte. A porosidade do inerte influencia a forma como se processa a cristalização dos produtos da hidratação na interface entre a pasta o inerte e a troca de fluidos entre estes dois constituintes do betão. Os vazios no betão são descontinuidades na sua estrutura onde se iniciam e propagam as fissuras condicionando a resistência às tensões do material.

No BCC, como em qualquer outro betão, a resistência está relacionada com a sua porosidade, ou seja com a relação A/C, ou, de outra forma, com a relação A/L, considerando como ligante a soma do cimento e das adições. Apesar do número de pontos ser reduzido, observa-se nas figuras 4.18 e 4.19, sobre a variação da resistência à compressão aos 28 dias e aos 90 dias, respectivamente, que a resistência do BCC pode ser expressa pela relação A/L, de acordo com a expressão 4.5.

$$fc = \frac{k_1}{k_2^{A/(C+F)}} \tag{4.5}$$

O número de pontos é insuficiente para validar as constantes obtidas, no entanto, com os resultados disponíveis o coeficiente R^2 foi sempre superior ou igual a 0,990. Como seria de esperar, os coeficientes k_1 e k_2 variam quando se utilizam diferentes inertes ou quando a idade de ensaio muda. Nos betões TR, GR e XR, apresentados nas figuras 4.18 e 4.19, a relação F/C varia entre 0,64 e 0,90, ou seja o ligante é constituído por 53% a 61% de cimento. A expressão 4.5 é idêntica à lei de Abrams desde que se substitua a dosagem de cimento pela dosagem de ligante.

Para estabelecer uma correcta equivalência da dosagem de cinzas em dosagem de cimento, para efeitos de estimativa da resistência à compressão, é necessário afectar a dosagem de cinzas de um coeficiente *k*.

$$C_{eq.} = C + kF \tag{4.6}$$

Como a contribuição das cinzas para a resistência do betão depende da sua reacção com os produtos de hidratação do cimento, o coeficiente *k* é função de uma série de factores tais

como o tipo de cimento, o tipo de cinzas, a relação A/(C+F) e a idade do betão. Nas figuras referidas o valor de k considerado é igual à unidade.

Nas figuras pode observar-se que em todas as curvas o valor de k_1, da expressão 4.5, cresceu dos 28 dias para os 90 dias de idade, enquanto que o valor de k_2 decresceu. Ambas as variações vão no sentido do crescimento da resistência para o mesmo valor de A/L, o que significa que, como seria de esperar, os produtos da hidratação do cimento e das cinzas vão aumentando a compacidade do betão.

Quando a dosagem de água é muito reduzida e o betão se torna muito seco, a expressão 4.5 não se aplica devido ao crescimento elevado do volume de vazios no betão que não é contabilizado na equação.

Nas figuras 4.20 a 4.22 apresenta-se a taxa de variação da resistência à compressão com a relação A/L aos 28 dias e aos 90 dias de idade. A taxa de variação apresentada foi calculada pela derivada da expressão 4.5,

$$\frac{d}{dx} fc(x) = \frac{d}{dx}\left(\frac{k_1}{k_2^x}\right) = -\frac{k_1 \ln k_2}{k_2^x}, \qquad \textbf{(4.7)}$$

sendo $x = \frac{A}{L}$.

Nas três figuras observa-se que a taxa de variação da resistência à compressão com a relação A/L aos 90 dias é superior à taxa de variação aos 28 dias, para qualquer valor de A/L. A taxa de variação cresce com A/L. Assim, quando o valor de A/L é muito baixo, uma pequena diminuição da dosagem de água representa um grande aumento da resistência à compressão. Como no BCC se utiliza uma energia de compactação muito elevada, quando se reduz significativamente a dosagem de água, sem aumento da porosidade do betão, a resistência à compressão cresce de forma exponencial, sugerindo que será possível fabricar betões de alta resistência com dosagens de cimento não muito elevadas.

Nas figuras 4.23 e 4.24 apresentam-se as curvas obtidas a partir dos valores experimentais e duas curvas apresentadas no ACI 207.5R-89 [62] referentes à resistência à compressão de BCC aos 28 dias e aos 90 dias. As curva do ACI representam a variação da resistência à compressão com a dosagem de água de betões com 120 kg/m^3 de ligante. Como foi referido, nas curvas

experimentais a dosagem de ligante variou entre 90 kg/m^3 e 190 kg/m^3 (39% a 47% de cinzas volantes) e a consistência foi mantida constante, Vêbê igual a 13±3 s. Na referência bibliográfica de onde foi retirada a curva do ACI é referido que a consistência dos betões foi variável e não é indicada a dosagem de cinzas do betão.

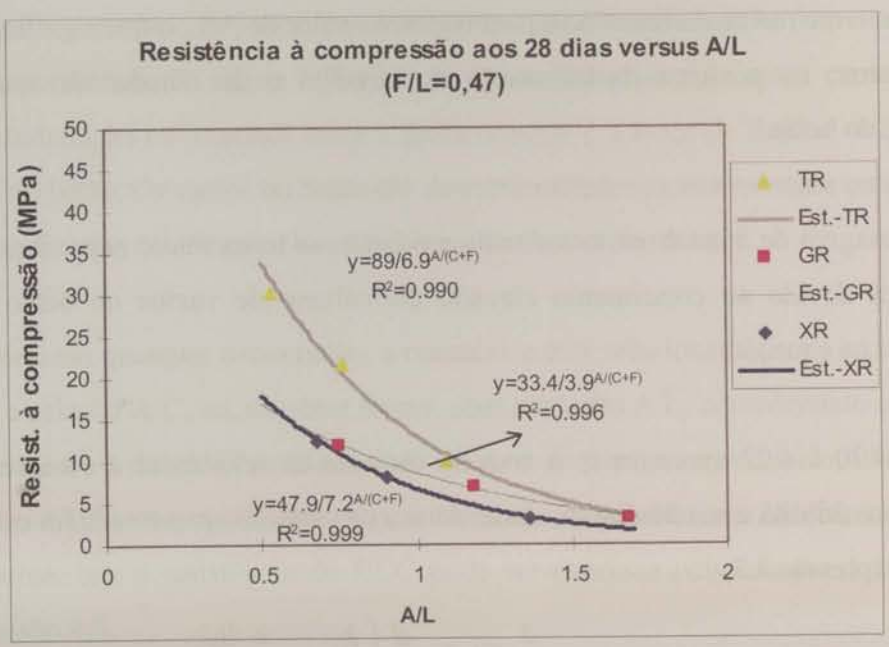


Figura 4.18 – Variação da resistência à compressão aos 28 dias com a relação A/L. Betões fabricados com inertes de 3 origens distintas, com dosagem de ligante de 90 kg/m^3 a 190 kg/m^3.

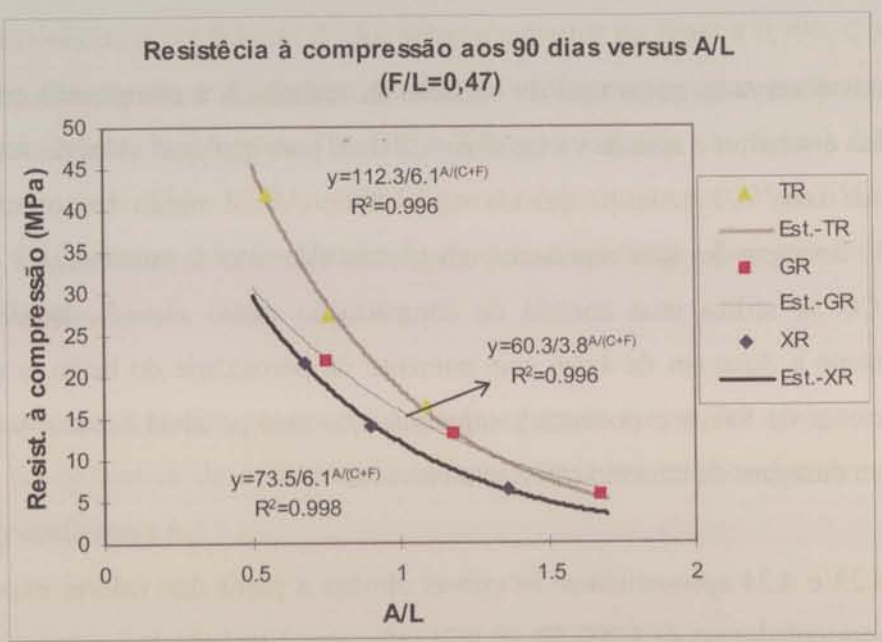


Figura 4.19 – Variação da resistência à compressão aos 90 dias com a relação A/L. Betões fabricados com inertes de 3 origens distintas, com dosagem de ligante de 90 kg/m^3 a 190 kg/m^3.

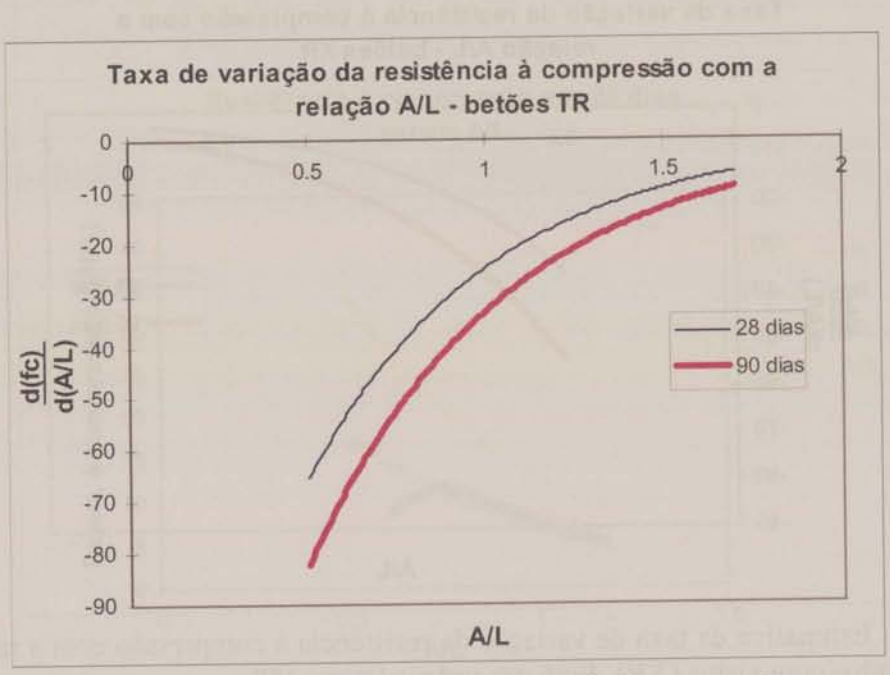


Figura 4.20 – Estimativa da taxa de variação da resistência à compressão com a relação A/L, betões fabricados com inertes grossos calcários e areia siliciosa (TR). Eixo das ordenadas em MPa.

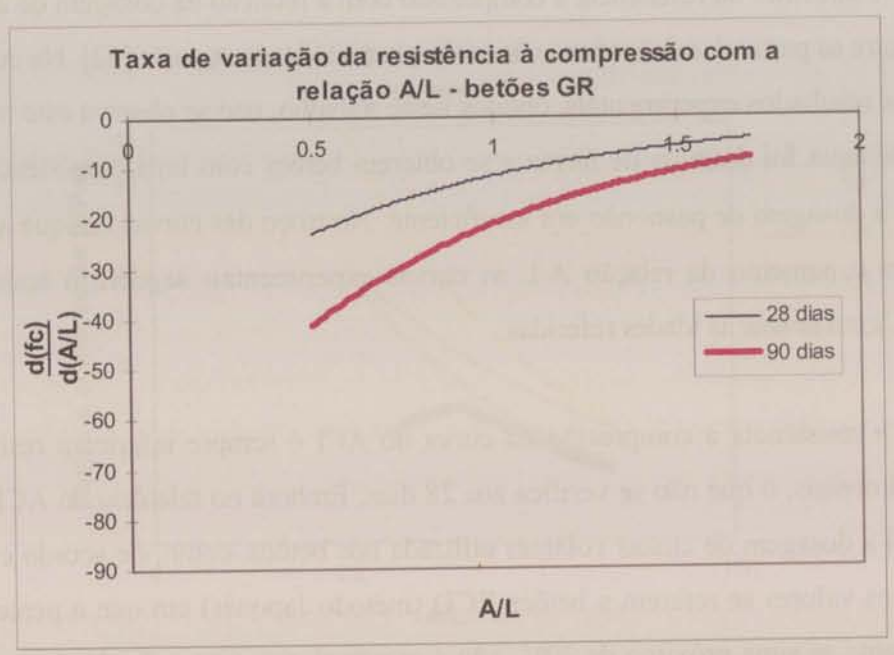


Figura 4.21 – Estimativa da taxa de variação da resistência à compressão com a relação A/L, betões fabricados com inertes graníticos (GR). Eixo das ordenadas em MPa.

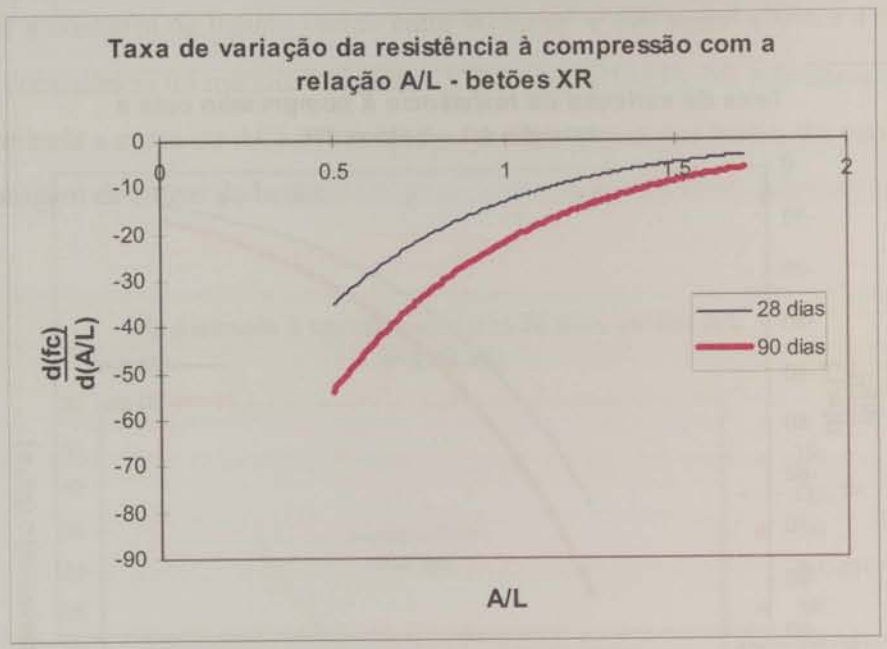


Figura 4.22 – Estimativa da taxa de variação da resistência à compressão com a relação A/L, betões fabricados com xistos (XR). Eixo das ordenadas em MPa.

Ambas curvas do ACI, relativas à resistência aos 28 dias e aos 90 dias, apresentam um troço em que a resistência cresce com o aumento de A/L. Quando a dosagem de água é muito reduzida não se observa aumento da resistência à compressão com a redução da dosagem de água porque os espaços entre as partículas dos inertes não estão preenchidas com pasta [62]. Na curva traçada por ajuste aos resultados experimentais, obtidos neste trabalho, não se observa este troço porque a dosagem de água foi definida de forma a se obterem betões com uma consistência Vêbê de 13±3 s, logo a dosagem de pasta não era insuficiente. No troço das curvas em que a resistência decresce com o aumento da relação A/L as curvas experimentais seguem o andamento das curvas do ACI em ambas as idades referidas.

Aos 90 dias a resistência à compressão da curva do ACI é sempre inferior à resistência das curvas experimentais, o que não se verifica aos 28 dias. Embora no relatório do ACI não esteja explícito qual a dosagem de cinzas volantes utilizada nos betões, como, de acordo com o texto do relatório, os valores se referem a betões RCD (método Japonês) em que a percentagem de cinzas no ligante se situa próximo de 30%, não é provável que proporção de cinzas no ligante seja superior à usada nos betões de referência. Neste caso a ligeira translação relativa que a curva do ACI sofreu dos 28 dias para os 90 dias poderá ser devida às cinzas volantes, que estão em maior proporção nos betões de referência.

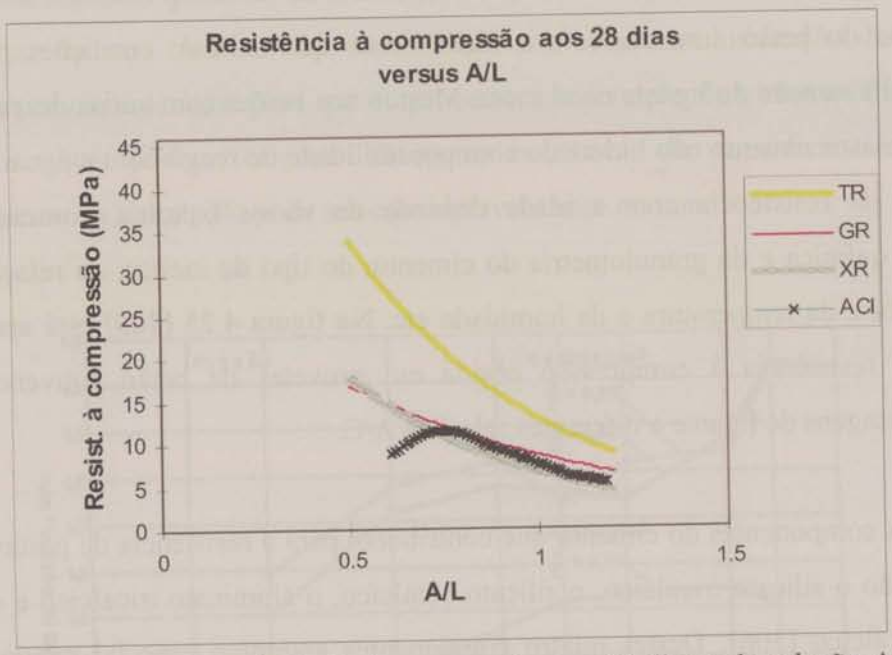


Figura 4.23 - Estimativa da resistência à compressão aos 28 dias pela relação A/L; na curva do ACI os valores referem-se a betões fabricados com 120 kg/m^3 de ligante.

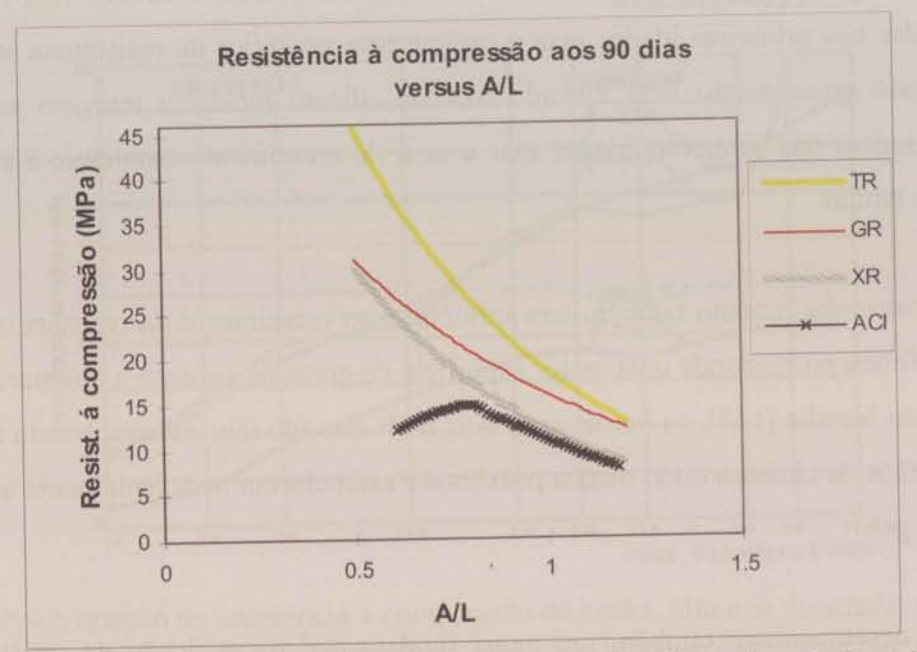


Figura 4.24 - Estimativa da resistência à compressão aos 90 dias pela relação A/L; na curva do ACI os valores referem-se a betões fabricados com 120 kg/m^3 de ligante.

4.4.1.3 - Influência da idade

A resistência do betão aumenta com a idade desde que existam condições para que as reacções de hidratação do ligante continuem. Mesmo nos betões com várias dezenas de anos, pode ainda existir cimento não hidratado com possibilidade de reagir com a água. O ritmo de crescimento da resistência com a idade depende de vários factores, nomeadamente da composição química e da granulometria do cimento, do tipo de inertes, da relação A/C, do tipo de adições, da temperatura e da humidade etc. Na figura 4.25 [205] está apresentada a variação da resistência à compressão obtida em provetes de betão convencional para diferentes dosagens de ligante e diferentes relações A/C.

Os principais componentes do cimento que contribuem para a resistência de pastas no estado endurecido são o silicato tricálcico, o silicato bicálcico, o aluminato tricálcico e o alumino-ferrato tetracálcico [206]. Destes quatro componentes assumem especial relevo o silicato bicálcico e o silicato tricálcico. A evolução da resistência das pastas de cimento até ao 1º ano de idade depende essencialmente da proporção destes dois componentes. Assim, um cimento com elevado teor em silicato tricálcico e baixo teor em silicato bicálcico terá resistências mais elevadas nas primeiras idades mas o crescimento posterior da resistência será menor. Pelo contrário um cimento com elevado teor de silicato bicálcico terá um aumento de resistência menor nas primeiras idades mas a taxa de crescimento manter-se-á elevada até idades mais tardias.

A granulometria do cimento também tem influência no crescimento da resistência porque a uma maior finura corresponde uma maior superfície de grãos de cimento a hidratar. Por outro lado, segundo Neville [168], os betões com A/C mais elevado têm endurecimento mais lento porque os grãos de cimento estão menos próximos e estabelecem mais lentamente um sistema contínuo de gel.

As adições desempenham também um papel fundamental na evolução da resistência dos betões. As pozolanas têm, à temperatura ambiente, velocidades de reacção muito lentas com o hidróxido de cálcio produzido pelas reacções de hidratação do cimento. A sílica de fumo, pelo contrário, pode fazer aumentar a resistência a idades mais jovens devido à elevada finura das partículas.

A variação da tensão de rotura com a temperatura e com a humidade é também conhecida. A velocidade das reacções químicas de hidratação, responsáveis pelo endurecimento, dependem da temperatura da cura. A humidade tem também influência na hidratação do cimento. É necessária a presença de água para que se processe a hidratação do cimento. Em ambientes muito secos, que podem originar secagem excessiva da superfície do betão, o desenvolvimento da hidratação pode ser consideravelmente menor.

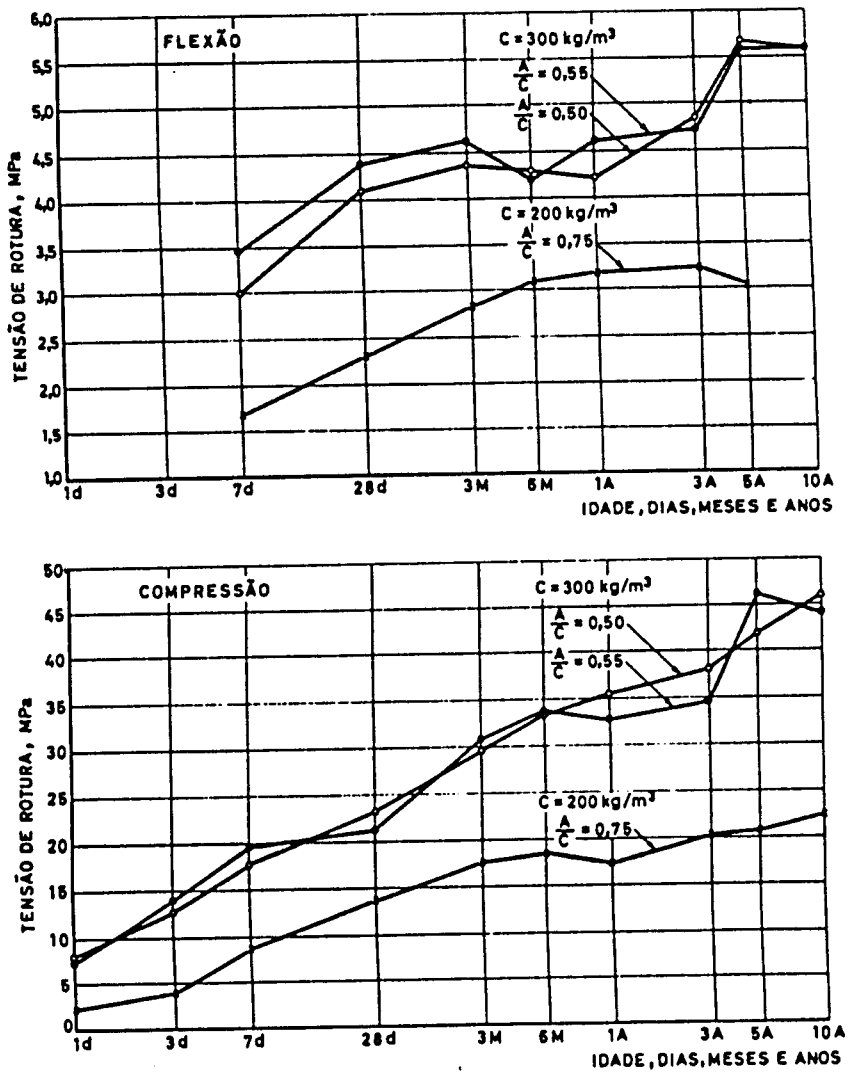


Figura 4.25 – Variação da resistência à compressão de betão. Máxima dimensão do inerte 50 mm. Conservação em ambiente húmido a 20±2 °C. Inerte rolado, excepto no caso de A/C=0,55 em que é britado, da região de Lisboa. Cubos com 20 cm de aresta [205].

No BCC o crescimento da resistência é também influenciado pelos parâmetros atrás referidos já que, apesar das suas particularidades, é em geral constituído pelo mesmo tipo de componentes que os outros betões. O aspecto mais relevante no endurecimento do BCC é o facto de incluir normalmente dosagens elevadas de adições. Como as adições mais comuns

são as cinzas volantes, que reagem mais lentamente que o clínquer, a resistência do betão não é especificada para os 28 dias mas para os 90 dias, 180 dias ou até 1 ano de idade.

Na figura 4.26 observa-se que a forma da variação da resistência com a idade foi similar nos três betões ensaiados. Estes resultados eram esperados na medida em que o ligante utilizado foi idêntico em todos os betões. A resistência dos betões GR e TR foi praticamente igual aos 3, 7, 28, 90 e 365 dias de idade e o aumento foi aproximadamente proporcional ao logaritmo da idade. No betão TR a resistência foi bastante superior, mas o aumento com a idade também seguiu aproximadamente uma função logarítmica, com um coeficiente R^2 quase igual à unidade.

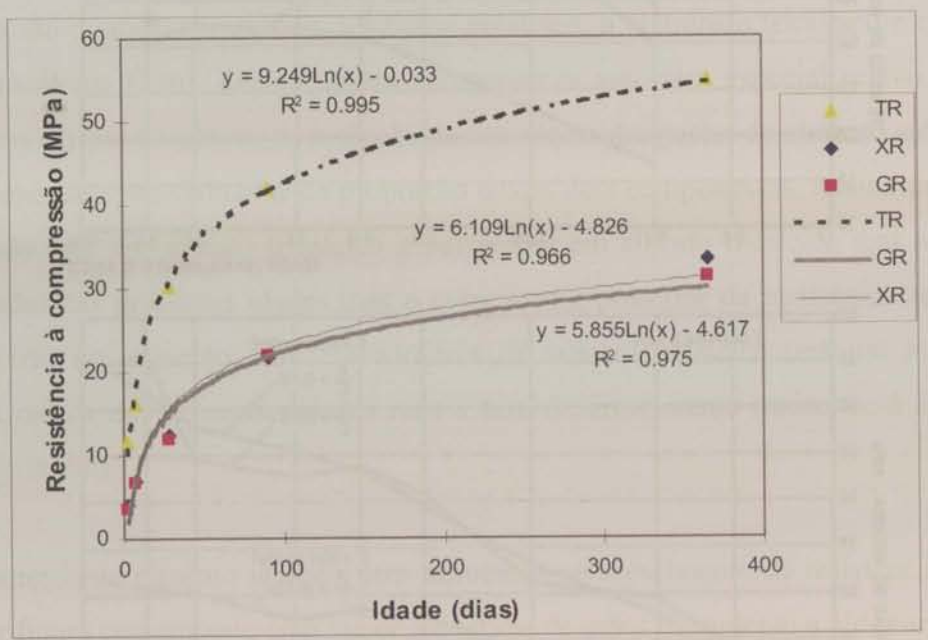


Figura 4.26 - Variação da resistência à compressão (cilindros 15x30) com a idade, L=190 kg/m^3, betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário)

Na figura 4.27 apresenta-se o coeficiente de endurecimento dos betões com 190 kg/m^3 de ligante entre os 3 dias e 1 ano de idade, relativamente à resistência à compressão aos 28 dias. Como se observa na figura, no betão TR, fabricado com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa, com uma relação A/L de 0,55, um valor relativamente baixo para BCC, o coeficiente de endurecimento a idades mais avançadas foi inferior ao que se obteve nos outros betões em que a relação A/L foi de cerca de 0,7. Estes resultados sugerem que as cinzas reagem mais rapidamente quando a relação A/L é menor. Esta tendência, já atrás referida, foi também verificada por outros autores [129] e deve estar relacionada com a maior

concentração da solução alcalina nos betões com menor relação A/C, que permite que a quebra e a dissolução da estrutura vítrea das partículas das cinzas ocorra mais cedo.

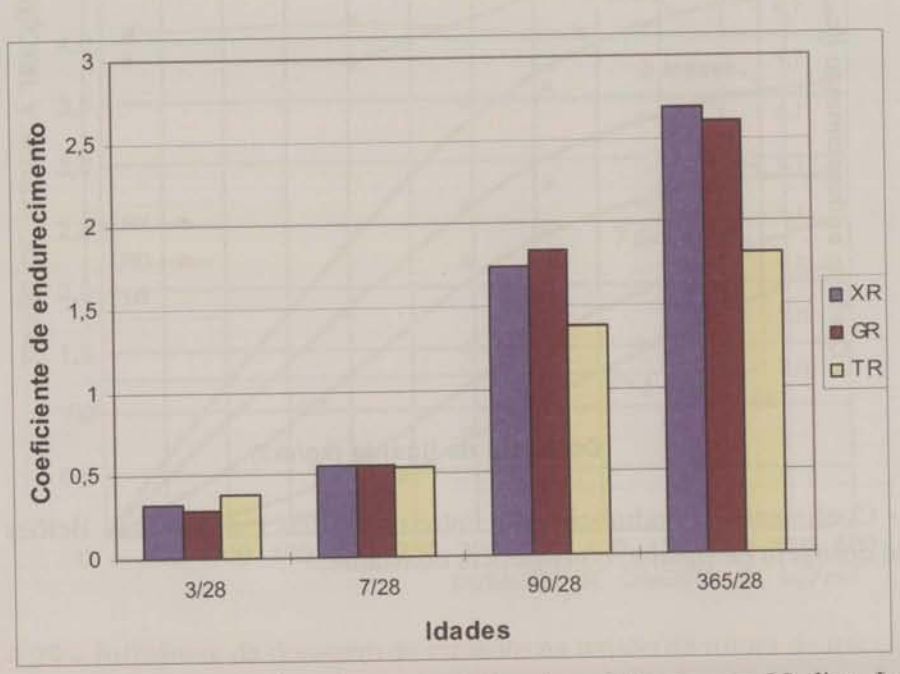


Figura 4.27 - Coeficiente de endurecimento relativo à resistência aos 28 dias, L=190 kg/m^3, betões fabricados com inertes de 3 origens distintas.

A resistência dos betões GR e XR cresceu entre os 28 dias e os 365 dias cerca de 170%, ou seja a resistência a um ano é quase tripla da resistência aos 28 dias, valores muito superiores aos valores correntes em betão convencional, como os referidos no REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado).

Na figura 4.28 apresenta-se o coeficiente de endurecimento dos betões entre os 28 dias e os 90 dias de idade, mas neste caso para as três dosagens de ligante, nomeadamente 90 kg/m^3, 140 kg/m^3 e 190 kg/m^3. Nos betões GR e XR o coeficiente de endurecimento variou relativamente pouco com a dosagem de ligante. Nestes betões a resistência aos 90 dias foi cerca do dobro da resistência aos 28 dias. No betão TR90 com 90 kg/m^3 o coeficiente de endurecimento foi um pouco superior ao das misturas com maior dosagem de ligante, TR140 e TR190, podendo ser devido ao facto de a relação A/L ser mais elevada (1,18).

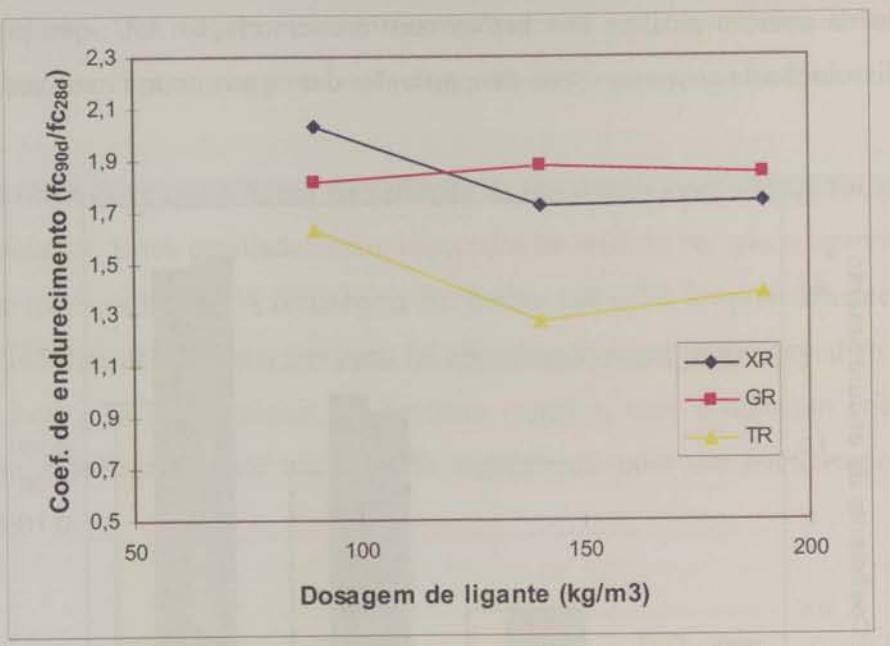


Figura 4.28 - Coeficiente de endurecimento entre os 28 dias e os 90 dias. Betões fabricados com diferente dosagem de ligante, consistência constante.

4.4.2 - Resistência à tracção directa

No cálculo de estruturas de betão simples ou de betão armado é usual desprezar a resistência à tracção do betão, mas se a resistência à tracção do betão fosse nula então o material também não seria capaz de suportar tensões de compressão na ausência de confinamento, de acordo com o atrás referido sobre o mecanismo da rotura. Efectivamente, num ensaio de compressão simples estão sempre presentes tensões de tracção devido à porosidade e à fissuração. Por outro lado, a resistência à tracção tem influência na fissuração do betão devida à retracção ou a variações de temperatura. Embora as tensões de tracção instaladas devido a deformações impostas dependam do módulo de elasticidade à tracção e da relaxação do betão, a fissuração só ocorre quando é atingida a tensão de rotura do betão.

A tensão de rotura à tracção simples é também influenciada pelos parâmetros que interferem na resistência à compressão simples. Nas figuras 4.29 e 4.30 apresentam-se exemplos da variação da resistência à tracção com a dosagem de cimento e com a relação A/C [207]. Na tensão de rotura à tracção porém a interface entre a pasta de cimento e a superfície do inerte assume especial importância.

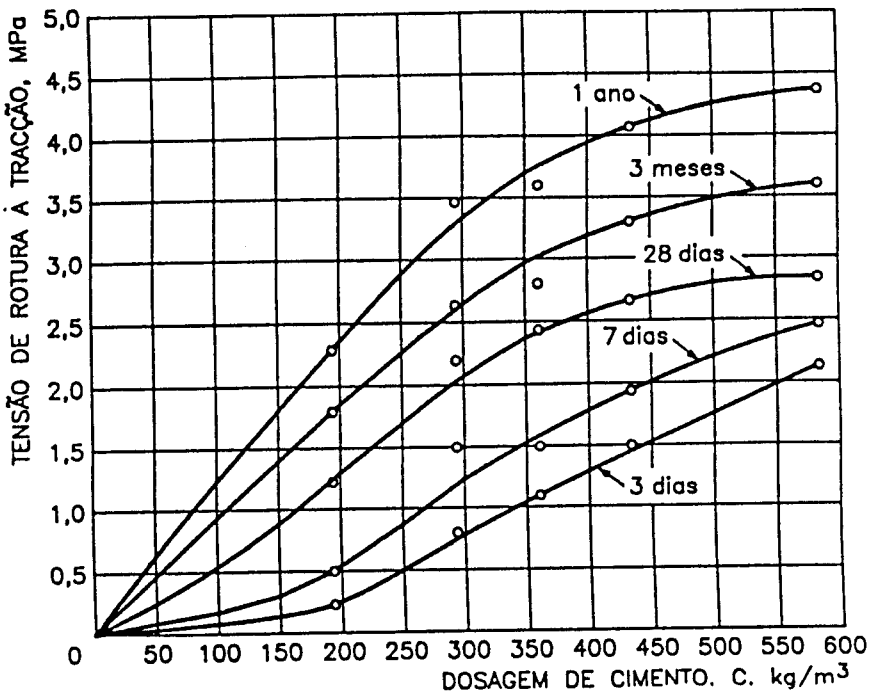


Figura 4.29 – Influência da dosagem de cimento na tensão de rotura de tracção [207].

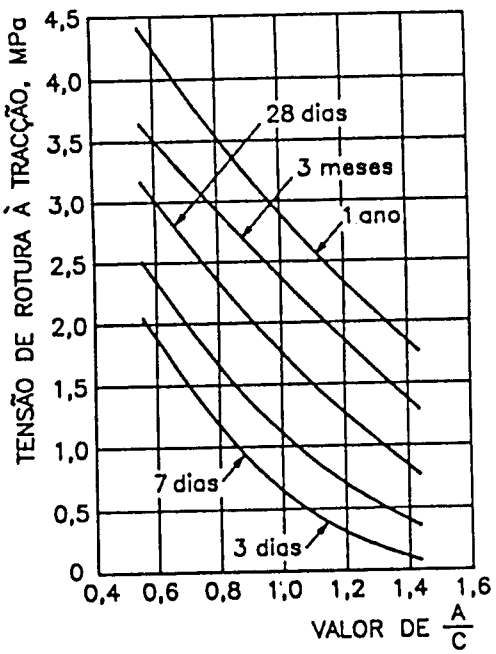


Figura 4.30 – Influência da relação A/C na tensão de rotura de tracção [207].

No ensaio de tracção simples a superfície de rotura é, em geral, aproximadamente perpendicular à direcção das tensões e intersecta uma área considerável ocupada pelos inertes. Se a ligação da pasta aos inertes é mais fraca, então a tensão de rotura à tracção nessa zona é também reduzida, resultando na diminuição da força necessária para romper o provete.

No BCC a importância da natureza petrográfica e da forma dos inertes é ainda maior do que no betão convencional dada a maior proporção em que estes aparecem na massa. No BCC a dosagem de pasta é, em geral, pouco superior à mínima necessária para envolver as partículas dos inertes, sendo o restante espaço todo ocupado por inertes e por vazios. Se a ligação da pasta aos inertes é fraca então a resistência à tracção do betão não pode ser muito elevada quando a dosagem de ligante é relativamente baixa. Efectivamente, quando a dosagem de cimento é reduzida a relação A/C é obrigatoriamente elevada, porque a dosagem de água no BCC varia relativamente pouco, e a resistência da pasta é baixa. Pelo contrário quando os inertes são de boa qualidade, mesmo quando se usam pequenas dosagens de cimento, a resistência à tracção poderá atingir valores elevados se existir uma forte ligação entre a pasta de cimento e o inerte e se a porosidade não for excessiva, porque neste caso a superfície de rotura tem de passar pelas partículas grossas dos inertes. No entanto, quando a dosagem de pasta é baixa existe a tendência para que o volume de vazios do betão seja elevado e assim aumente o número de defeitos na estrutura, que fazem diminuir consideravelmente a resistência à tracção do betão.

Dunstan [8] refere que o ensaio de tracção directa é talvez o único que permite uma medida correcta da resistência à tracção do betão. No método indirecto (ensaio de compressão diametral) a superfície de rotura pode dar-se por uma zona diferente da parte mais fraca do provete, o que pode dar uma informação errada sobre a efectiva resistência do betão à tracção. A resistência à tracção directa de carotes extraídas de obras de BCC variou em geral entre 0,5 MPa e 2,5 MPa. Os valores mais baixos foram obtidos em betões mais pobres e os mais elevados em betões com maior dosagem de pasta. A resistência à tracção da zona de ligação entre camadas em betões pobres muito secos pode ser nula. Nos betões com elevada dosagem de pasta aquela resistência à tracção chega a atingir a do betão em massa.

Na barragem de Porce II [208], na Colômbia, a resistência à tracção do betão variou entre 1,3 MPa e 2,5 MPa, sendo cerca de 8% da resistência à compressão. Em ensaios realizados sobre carotes na barragem de Lake Robertson [196], no Canadá, a resistência à tracção directa medida foi em média, aos 156 dias, de 0,9 MPa, o que correspondeu a cerca de 8% da resistência à compressão do betão à mesma idade. Na barragem de Jordão [209], no Brasil, a resistência à tracção directa do betão, fabricado com cerca de 70 kg/m^3 de cimento, foi próxima de 0,5 MPa.

Na figura 4.31 apresenta-se a resistência à tracção aos 90 dias de idade dos 9 betões de referência, fabricados com três dosagens de ligante e três tipos de inertes. Os resultados estão também apresentados no Quadro 4.6. Na figura pode ver-se que a resistência à tracção dos betões aumentou com a dosagem de ligante. A resistência à tracção mais elevada foi obtida nos betões TR, fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa. Apesar da resistência à compressão dos betões GR e XR ter sido praticamente igual, como se observou nas figuras 4.13 e 4.14, a resistência à tracção destes dois betões foi diferente nas misturas com 140 kg/m^3 e 190 kg/m^3 de ligante. Nestes dois casos a resistência à tracção dos betões fabricados com granito, betões GR, foi 0,4 MPa e 0,6 MPa, respectivamente, superior à resistência à tracção dos betões fabricados com xisto.

Quadro 4.6 – Resistência à tracção (f_{ct}) dos betões de referência

Betão	XR190	XR140	XR90	GR190	GR140	GR90	TR190	TR140	TR90
f_{ct} 90d (MPa)	1,19	1,08	0,58	1,84	1,50	0,63	2,27	1,93	1,19

A resistência à tracção observada nos betões XR e TR correspondeu, em média, a 7% da resistência à compressão. Nos betões GR a resistência à tracção obtida atingiu 10% da resistência à compressão. Nos betões fabricados com o mesmo tipo de inertes esta percentagem, em geral, diminuiu com o aumento da resistência à compressão.

Os valores observados nos ensaios realizados neste trabalho estão dentro do intervalo de variação referido por Dunstan, sobre a resistência à tracção do betão medida em carotes, ou seja entre 0,5 MPa e 2,5 MPa. Nos betões XR a forma lamelar das partículas e os planos de xistosidade podem ter contribuído para que se tenha observado uma resistência à tracção menor nestes betões. A ocorrência de grandes defeitos na massa do betão, como são os poros de maior dimensão sob os inertes lamelares, é mais gravoso para a resistência à tracção do que para a resistência à compressão. Efectivamente, no ensaio de tracção a rotura dá-se apenas numa secção transversal do provete, a mais fraca das que se podem formar em todo o comprimento do cilindro, enquanto que no ensaio de compressão as linhas de rotura estão disseminadas em todo o corpo do provete. Assim a existência de um grande defeito pode diminuir significativamente a resistência à tracção do provete, já que a resistência da secção transversal que atravessa esse poro é potencialmente mais fraca. A ocorrência desse mesmo defeito influencia em muito menor proporção a resistência à compressão do betão porque a área e o número de superfícies de rotura envolvidos é muito superior. No entanto, nos betões

XR e GR com menor dosagem de ligante, 90 kg/m^3, a resistência à tracção foi similar, tal como ocorreu na resistência à compressão. Neste caso, a probabilidade da existência de grandes poros nos dois betões é superior, devido à pequena dosagem de ligante, justificando assim a proximidade dos resultados.

Na figura 4.32 apresentam-se os valores da relação entre a resistência à tracção e a resistência à compressão obtidos neste trabalho. Nesta figura observa-se que a resistência à tracção apresenta uma tendência para ser proporcional a $fc^{0,69}$. Raphael [210] sugeriu que a resistência à compressão e à tracção de betão convencional podiam ser expressos pela equação 4.8 em que a resistência é proporcional a $fc^{0,67}$.

$$f_t = 0{,}7\, f_c^{\frac{2}{3}} \quad (kgf/cm^2), \tag{4.8}$$

em que f_t é a resistência à tracção e f_c é a resistência à compressão, ambos em kgf/cm^2.

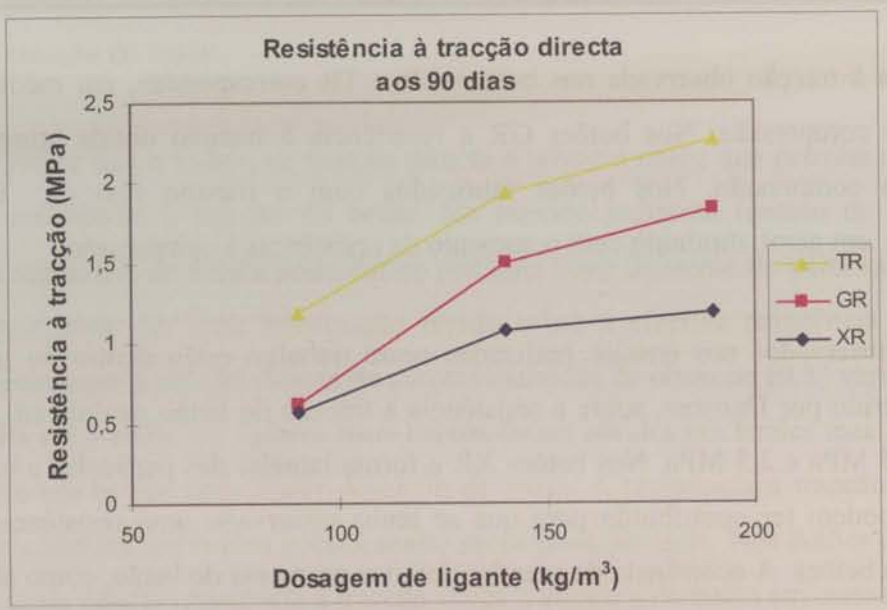


Figura 4.31 – Resistência à tracção aos 90 dias de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário).

Os resultados obtidos neste trabalho sobre a resistência à tracção directa e a proporção entre a resistência à tracção e a resistência à compressão simples foram semelhantes aos obtidos por Hess [211] em BCC, que estão apresentados na figura 4.33. A relação experimental entre a resistência à tracção e a resistência à compressão é inferior à que resulta da aplicação da expressão 4.8 apresentada por Raphael. Esta diferença pode ser devida ao tipo de ensaio realizado. Enquanto que neste trabalho se efectuou o ensaio de tracção directa, a expressão de

Raphael foi deduzida com base em resultados dos ensaios de compressão diametral e de flexão que em geral fornecem valores mais elevados.

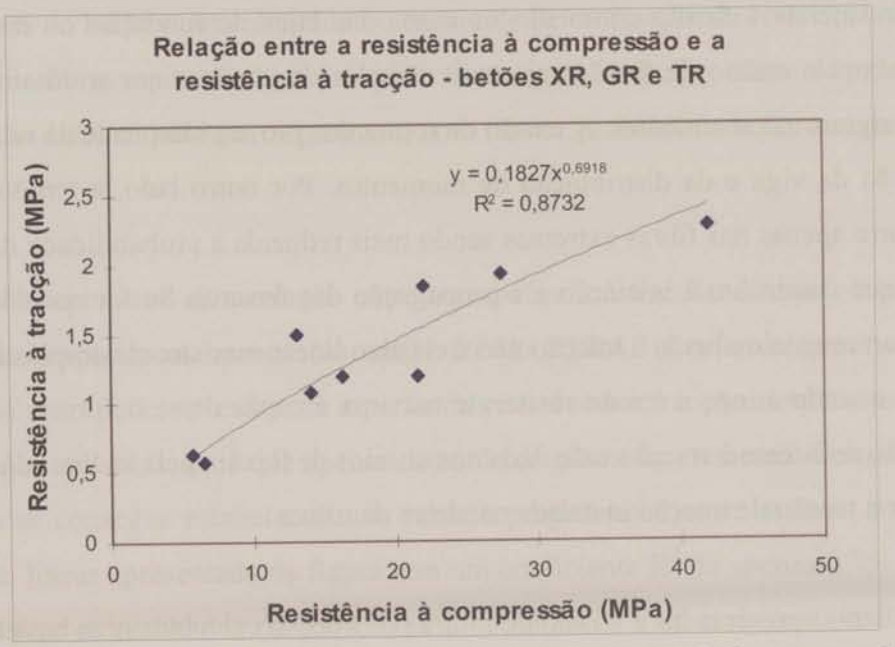


Figura 4.32 – Relação entre a resistência à tracção e a resistência à compressão de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário).

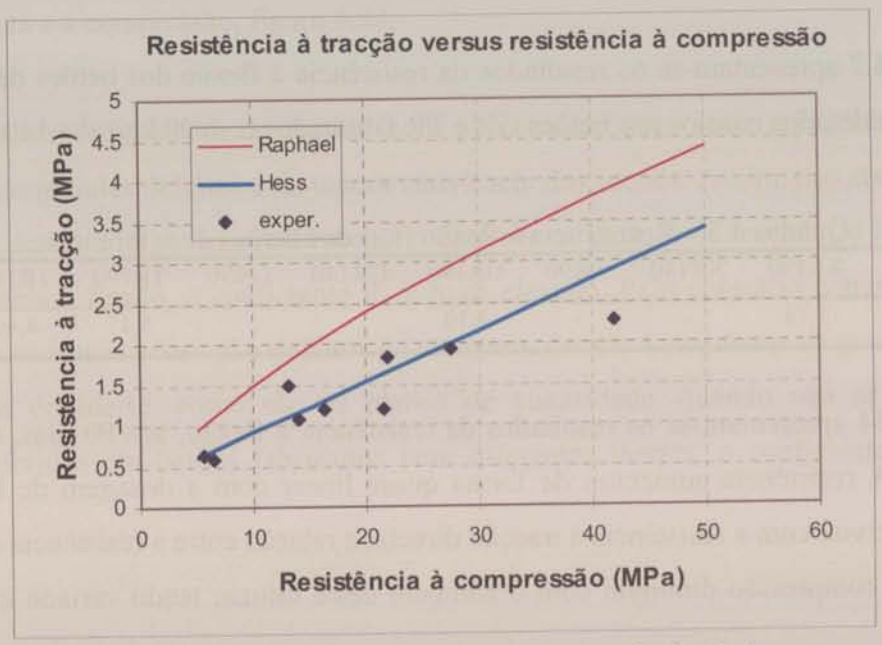


Figura 4.33 – Relação entre a resistência à tracção e a resistência à compressão. Valores experimentais obtidos neste trabalho (exper.) e valores indicados por Raphael [210] ou Hess [211].

4.4.3 - Resistência à flexão

Nos pavimentos de estradas ou de aeródromos a acção principal transmitida é uma carga vertical que pode provocar flexão no betão. Outras estruturas de betão simples também podem estar sujeitas à flexão como são os casos das lajes de fundação ou dos muros de suporte. Embora o ensaio de flexão seja mais simples de efectuar que o ensaio de tracção directa tem alguns inconvenientes. A tensão de rotura dos provetes depende da relação entre a altura e o vão da viga e da distribuição de momentos. Por outro lado, a tensão de tracção máxima ocorre apenas nas fibras extremas sendo mais reduzida a probabilidade da existência de defeitos que conduzam à iniciação e à propagação das fissuras. Se for considerado ainda que o comportamento do betão à tracção não é elástico linear mas sim elasto-plástico, ou seja, que o betão quando atinge a tensão resistente máxima é capaz de se deformar sem romper, então a tensão resistente à tracção calculada nos ensaios de flexão, pela análise elástica linear, será superior à tensão de tracção instalada na altura da rotura.

Pelas razões atrás apresentadas a tensão de rotura por tracção calculada com base nos ensaios de flexão é, não considerando a dispersão dos resultados dos ensaios, superior à tensão de rotura por tracção directa.

No Quadro 4.7 apresentam-se os resultados da resistência à flexão dos betões de referência. Não foram realizados ensaios nos betões GR e TR fabricados com 90 kg/m^3 e 140 kg/m^3.

Quadro 4.7 – Resistência à flexão (f_{ctl}) dos betões de referência

Betão	XR190	XR140	XR90	GR190	GR140	GR90	TR190	TR140	TR90
f_{ctl} 90d (MPa)	3,74	-	-	3,70	-	-	5,47	4,40	2,85

Na figura 4.34 apresentam-se os resultados da resistência à flexão, aos 90 dias, obtidos nos betões TR. A resistência aumentou de forma quase linear com a dosagem de ligante. Tal como se observou com a resistência à tracção directa, a relação entre a resistência à flexão e a resistência à compressão diminuiu com o aumento desta última, tendo variado entre 13% e 17%.

Na figura 4.35 apresentam-se os resultados obtidos com três betões, XR190, GR190 e TR190, também aos 90 dias de idade, todos fabricados com 190 kg/m^3 de ligante. Como seria de esperar o betão TR apresentou a resistência à flexão mais elevada. Nos betões XR e GR a

relação entre a resistência à flexão e a resistência à compressão foi de cerca de 17%. Apesar da resistência à tracção directa dos betões XR ter sido inferior à resistência dos betões GR, devido provavelmente aos grandes defeitos sob os inertes lamelares na massa do betão XR, a resistência à flexão foi semelhante porque esse fenómeno não é tão relevante no ensaio de flexão. A zona do betão mais solicitada no ensaio de determinação da resistência à flexão é a que engloba as fibras mais extremas da secção transversal, onde, por efeito de parede, a maior parte do betão é constituído por argamassa, com menor probabilidade de ocorrerem grandes defeitos.

Na figura 4.36 apresenta-se a relação entre a resistência à tracção directa e a resistência à flexão obtidas experimentalmente. No artigo 16º do REBAP é referido que a resistência à tracção por flexão pode ser estimada a partir da resistência à tracção simples, multiplicando esta última por um coeficiente que apenas depende da altura do elemento. Com os resultados obtidos não se consegue estabelecer uma relação proporcional entre as duas resistências; a aproximação linear apresentada na figura tem um coeficiente R^2 de apenas 0,75. No entanto, na relação entre os resultados da resistência à compressão e da resistência à flexão, figura 4.37, a aproximação logarítmica tem um coeficiente R^2 de 1,00, significativamente superior aos obtidos com as linhas de tendência entre a tracção directa e a flexão, figura 4.36, e entre a tracção directa e a compressão, figura 4.32.

Estes resultados estão assim de acordo com as considerações atrás apresentadas sobre a influência dos grandes defeitos e da menor resistência dos inertes. Assim, nos ensaios em que a influência destes dois parâmetros é menor, como são os ensaios de resistência à compressão e de resistência à flexão, o coeficiente R^2 é mais elevado. Pelo contrário como o ensaio de tracção directa é mais sensível a defeitos na estrutura, devido à existência de grandes poros, e à debilidade do inerte, como são os planos de xistosidade, quando não se diferenciam resultados obtidos em betões fabricados com diferentes inertes, o coeficiente R^2 tende a diminuir.

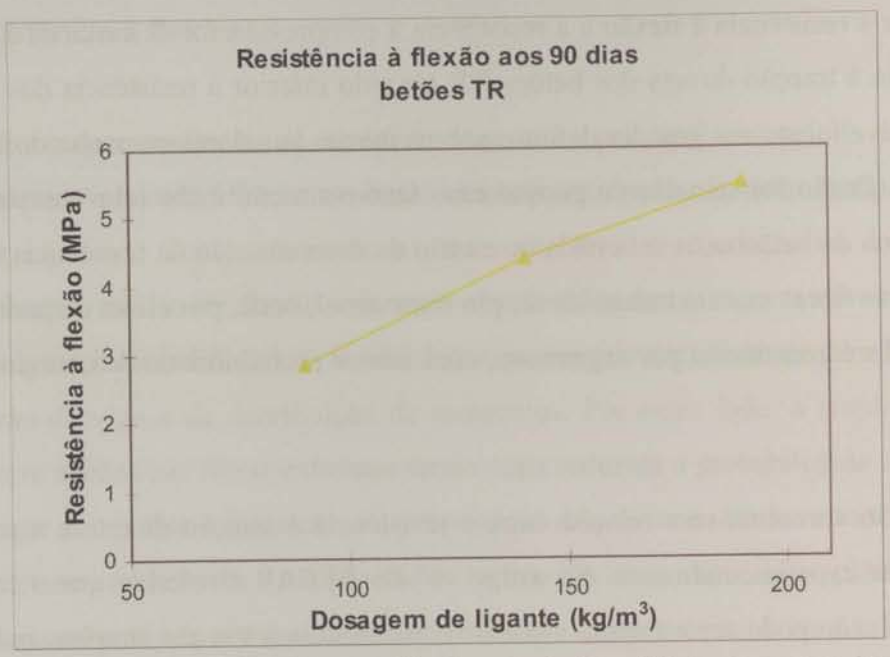


Figura 4.34 – Resistência à flexão aos 90 dias de betões fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada.

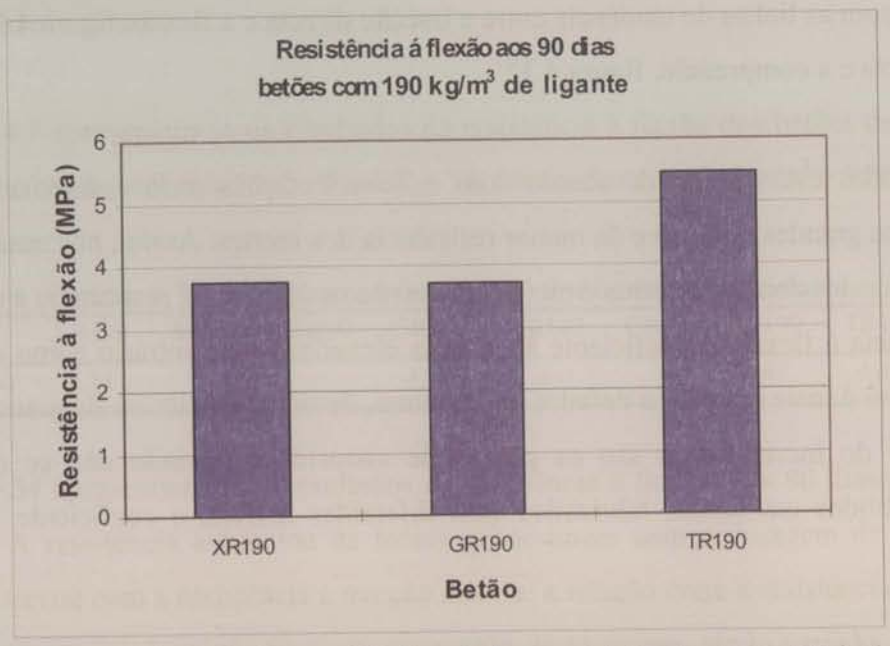


Figura 4.35 – Resistência à flexão aos 90 dias de betões fabricados com 190 kg/m^3 de ligante e com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário).

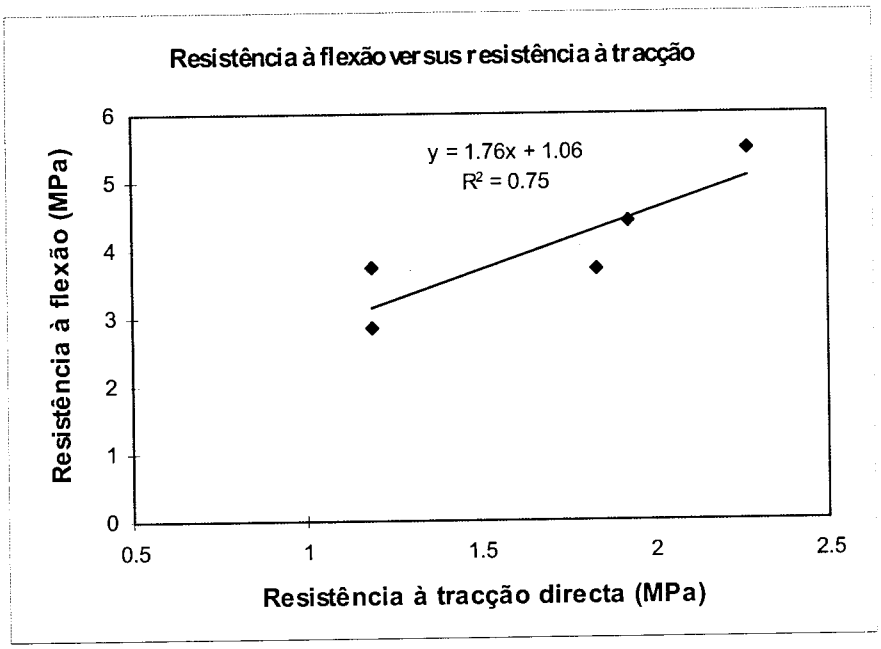


Figura 4.36 – Resistência à flexão versus resistência à tracção directa. Ensaios aos 90 dias de betões fabricados com dosagem de ligante variável entre 90 kg/m^3 e 190 kg/m^3, com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário).

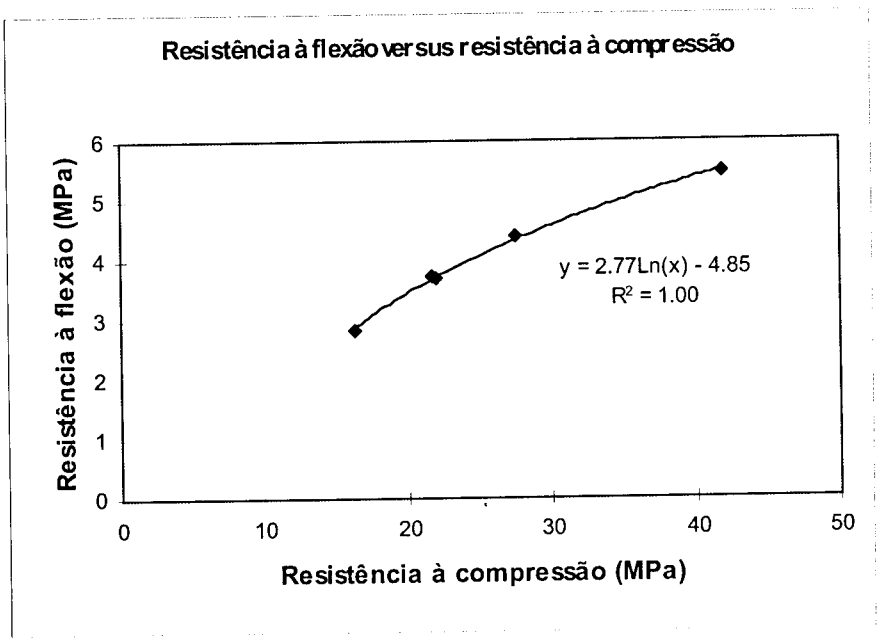


Figura 4.37 - Resistência à flexão versus resistência à compressão, ensaios aos 90 dias de betões fabricados com dosagens de ligante variáveis entre 90 kg/m^3 e 190 kg/m^3 e com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário).

4.4.4 - Resistência ao corte

A resistência ao corte corresponde à tensão necessária para fazer deslizar num plano duas secções vizinhas. No corte puro não existem tensões de compressão e tracção associadas a este deslize. No betão a rotura por corte puro é extremamente difícil de simular num ensaio porque os equipamentos introduzem também tensões de compressão e tracção. A resistência ao corte puro do betão em massa, embora seja utilizada para o dimensionamento das estruturas, é uma grandeza que não corresponde a um estado limite de tensão numa estrutura real. Efectivamente, não existem obras de betão em massa, logo obras com grande volume de betão, em que as restrições à deformação se processem de tal forma que se possa considerar que a estrutura está sujeita a uma acção que se traduza em corte puro de uma secção. A rotura na maioria dos casos dá-se devido a tensões de tracção associadas a forças de corte e não por deslizamento de superfícies. A tensão de rotura por corte e a tensão residual por atrito, que ocorre após a rotura, têm maior significado na avaliação da ligação de betões distintos ou fabricados a idades diferentes em que existe uma descontinuidade na massa de betão.

Jun Peng e al. [28] referem que no betão é muito difícil, senão impossível, efectuar um ensaio de corte puro sem excentricidade na actuação das forças opostas que provocam o corte. Estes ensaios são, no entanto, muito úteis na caracterização do deslizamento em descontinuidades de maciços rochosos, situações em que existe a separação dos blocos de material e a resistência à tracção é nula [191].

É usual determinar a tensão necessária para a rotura de provetes solicitados por forças de corte e usar essa informação no dimensionamento ao corte das estruturas. O método mais comum de determinar a resistência ao corte é o que se baseia na acção de duas forças iguais, paralelas e de sentido oposto, aplicadas em dois planos muito próximos. Este tipo de ensaio é frequentemente usado na caracterização de solos mas também com este material se sentiram dificuldades em conhecer o estado de tensão existente no provete. As caixas de corte que impõem a força de corte nos provetes originam uma distribuição de tensões desconhecida e a rotura ocorre não por deslizamento das superfícies mas por superfícies sujeitas a tensões de tracção [212].

Nos provetes sujeitos ao ensaio de corte, através das comuns caixas de corte, as tensões que vão sendo instaladas no espécime dependem do sistema constituído pelas forças de acção e de

reacção imposto pelo mecanismo de ensaio. Estas forças originam deformações e, quer o estado de tensão no provete quer a configuração do sistema de forças, em cada instante, depende da deformação do provete, por incapacidade de adaptação do mecanismo de ensaio ao modo de deformação da superfície de contacto com o betão. À medida que as forças e as deformações vão crescendo vai aumentando a diferença entre o teórico estado de corte puro e o estado de tensão efectivamente instalado no provete. Quando se atinge a rotura a separação do provete dá-se, em geral, pela acção das tensões de tracção e não pelo deslizamento de superfícies vizinhas.

Como foi referido, os métodos de ensaio introduzem tensões de compressão e tracção que são normalmente condicionantes da forma de rotura do provete e condicionam a resistência ao corte. Assim só são comparáveis resultados efectuados segundo o mesmo método de ensaio e em provetes de iguais dimensões.

Nas barragens de BCC a resistência ao corte da ligação pode ser um factor crítico no dimensionamento, porque numa situação extrema pode não existir qualquer ligação entre as camadas de betão, sendo portanto a resistência à tracção nula e a resistência ao corte dessas zonas traduzida apenas pelas forças de atrito.

Dunstan [8] refere que a coesão do betão, ou seja a resistência ao corte sem tensões normais aplicadas, na zona de ligação entre camadas pode variar entre 0,5 MPa e 4,0 MPa. O autor refere que a coesão do betão pode ser estimada entre 0,5 MPa e 1,0 MPa em betões pobres, entre 2,5 MPa e 3,0 MPa em betões tipo RCD e entre 2,0 MPa e 4,0 MPa em betões com elevada dosagem de pasta. Dunstan sugere ainda que o coeficiente de atrito é praticamente independente da dosagem de cimento e situa-se entre 1,0 e 1,5.

Com base em resultados obtidos em betões aplicados em várias barragens, também é referido noutros trabalhos [109, 197, 209] que a coesão do betão pode variar entre 0,0 MPa a 4,0 MPa.

Segundo Peng e al. [28] quando o BCC é sujeito a tensões multi-axiais, a resistência ao corte varia de forma aproximadamente linear com a variação da tensão axial no provete. Se a variação da tensão corresponder a uma compressão então a resistência ao corte aumenta, se pelo contrário a variação na tensão aplicada for de tracção a resistência ao corte diminui. No entanto, se a tensão axial instalada no provete for superior a cerca de 50% a 60% da tensão de

rotura à compressão do betão, qualquer aumento da tensão de compressão faz diminuir a resistência ao corte.

No ensaio de corte directo as forças aplicadas em planos muito próximos provocam tensões de corte numa determinada secção do provete, definindo assim uma superfície preferencial de rotura. Como em geral a resistência ao corte do inerte grosso é superior à resistência ao corte da argamassa, a tensão de corte do BCC é fortemente influenciada pela área de inertes grossos atravessada por essa superfície. Observa-se por vezes que a superfície de rotura em vez de cortar os inertes contorna-os, aumentando assim a área da superfície de rotura. Como a resistência da ligação entre o inerte e a pasta é, em geral, inferior à resistência do inerte, a energia necessária para separar o inerte da pasta pode ser inferior à energia requerida para fracturar o inerte, o que explica o aumento da área da superfície de rotura.

Na figura 4.38 apresenta-se a variação da resistência ao corte com a dosagem de ligante dos betões fabricados com os três tipos de inerte, betões XR, GR e TR. No Quadro 4.8 apresentam-se os mesmos resultados. Em todos os betões observou-se um aumento da resistência ao corte com a dosagem de ligante, tendo-se medido valores entre 1,0 MPa e 3,1 MPa. Porém, nos betões com 190 kg/m^3 a resistência ao corte foi semelhante, com valores próximos de 3 MPa. A diferença entre a resistência ao corte dos betões mais resistentes, os betões TR, e a resistência ao corte dos betões menos resistentes, os betões XR e GR, é proporcionalmente menor do que a observada no ensaio de compressão.

Quadro 4.8 – Resistência ao corte (δ) dos betões de referência

Betão	XR190	XR140	XR90	GR190	GR140	GR90	TR190	TR140	TR90
δ 90d (MPa)	3,0	1,8	1,0	2,8	1,5	1,3	3,1	2,1	1,9

A relação entre a resistência ao corte e a resistência à compressão foi muito variável, registando-se valores entre 7% e 22% (figura 4.39). Esta variação da relação entre a resistência ao corte e a resistência à compressão pode ser explicada pela variação da área e da configuração da superfície de rotura que modificam a energia necessária à rotura dos provetes. A variação da rigidez dos provetes, com a variação da resistência à compressão do betão, pode fazer modificar o campo de tensões instalado no provete durante o ensaio e, consequentemente, a configuração da superfície de rotura.

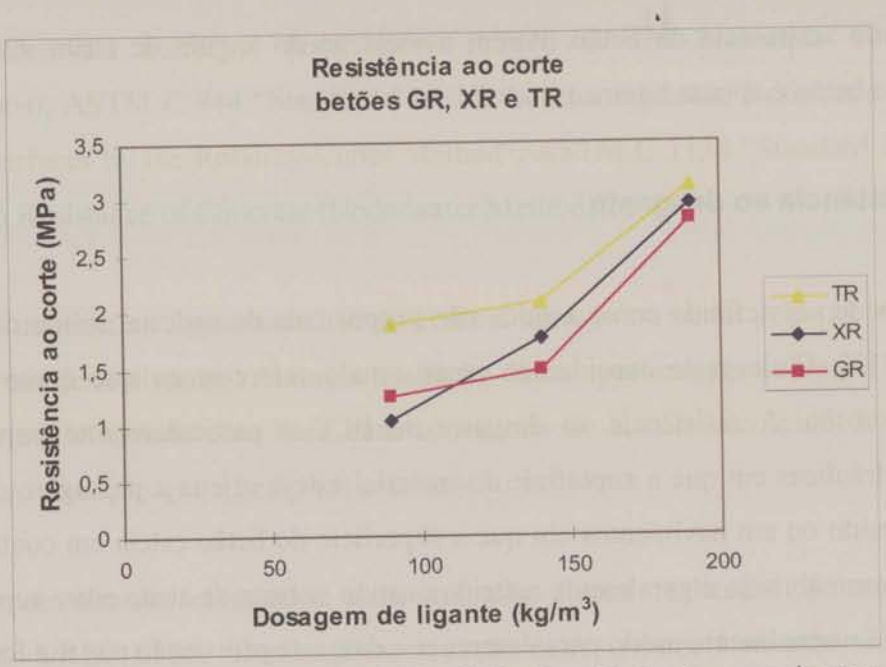


Figura 4.38 – Resistência ao corte aos 90 dias de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

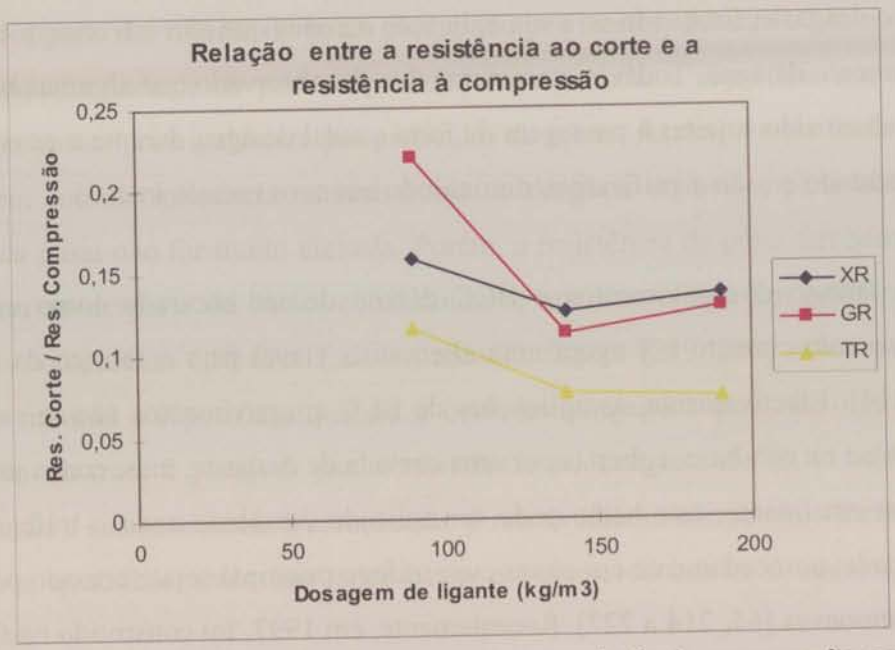


Figura 4.39 – Relação entre a resistência ao corte e a resistência compressão aos 90 dias de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas.

Em ensaios de corte realizados por Hess [211], sobre BCC fabricado com vários tipos de inerte e com diferentes dosagens de ligante, o ângulo de atrito interno medido foi em geral superior a 45º e a coesão superior ou igual a 10% da resistência à compressão. Hess também refere que existe uma grande variação da resistência ao corte do betão com o tipo de inerte utilizado. Segundo aquele autor a coesão e o ângulo de atrito interno variam com o tipo de

inerte e com a resistência do betão. Porém a variação do ângulo de atrito interno com a resistência do betão é apenas ligeira.

4.4.5 - Resistência ao desgaste

O desgaste pode ser definido como a saída não propositada de material sólido de uma dada superfície [213]. O desgaste considerado neste estudo refere-se ao que é provocado por abrasão ou erosão. A resistência ao desgaste do BCC é particularmente importante em estruturas hidráulicas em que a superfície do material esteja sujeita à passagem de um forte caudal de líquido ou em pavimentos em que a superfície do betão esteja em contacto com o tráfego. O termo abrasão é geralmente referido quando se trata de atrito entre superfícies e o termo erosão é normalmente usado para descrever o desgaste provocado por fluidos.

Nas primeiras aplicações de BCC em barragens suponha-se que este material tinha uma fraca resistência ao desgaste, limitando-se a sua aplicação a zonas que não estivessem em contacto com o escoamento da água. Todavia, posteriormente foi observado que algumas barragens de BCC, que tinham sido sujeitas à passagem de forte caudal de água durante a construção, não tinham apresentado erosão significativa, diminuindo assim os receios iniciais.

Também no âmbito dos pavimentos o BCC deixou de ser encarado como um material semelhante ao solo-cimento e é agora uma alternativa viável para o fabrico da camada de superfície [214]. Efectivamente, as aplicações de BCC em pavimentos não se restringem a camadas de base ou sub-base, cobertas por uma camada de desgaste, mas, com a utilização de misturas ricas em ligante, este betão pode ser aplicado em obras onde o tráfego circula a baixa velocidade, nomeadamente em zonas cujo tráfego principal seja efectuado por veículos pesados ou aeronaves [65, 214 a 227]. Recentemente, em 1997, foi construído no Canadá um pavimento de BCC com 30 cm de espessura ("Domtar Papers' high-performance RCC log yard" no Quebec) cuja resistência à compressão mínima exigida aos 7 dias foi de 40 MPa.

Existem vários ensaios para medir a resistência ao desgaste, como por exemplo: ensaio de Dorry; ensaio de Deval; ensaio de Los Angeles; ensaio de Talbot Jones [213, 228]. Também nas especificações do ASTM existem vários métodos que simulam diferentes condições de abrasão, nomeadamente: ASTM C 418 "Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting"; ASTM C 779 "Standard Test Method for Abrasion Resistance of

Horizontal Concrete Surfaces" (esta norma ASTM C 779 contempla três diferentes procedimentos); ASTM C 944 "Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete or Mortar Surfaces by the Rotating-Cutter Method"; ASTM C 1138 "Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete (Underwater Method)".

Os métodos diferem na forma como se processa a abrasão no betão pelo que os resultados obtidos são em geral distintos. Assim, a avaliação do comportamento à abrasão de diferentes betões deve ser efectuada com base num só método de ensaio, escolhido de forma a ser representativo da acção que o betão vai estar sujeito em obra.

Os ensaios de abrasão efectuados neste trabalho foram realizados de acordo com a especificação LNEC E396, "Betões. Determinação da resistência à abrasão, numa máquina de ensaios Amsler-Laffon, conforme referido na secção 4.3.

Como a maior parte do volume do betão é ocupado por inertes, durante o ensaio de abrasão, quando a pequena camada de pasta superficial é consumida, a superfície que é sujeita ao desgaste é composta principalmente por partículas de inerte. Assim, a resistência ao desgaste do inerte tem enorme influência na resistência ao desgaste do betão, particularmente se a resistência da pasta não for muito elevada. Porém, a resistência da pasta também é relevante na resistência ao desgaste do betão, constatando-se que esta última em geral cresce com a resistência à compressão do betão. Existem recomendações [229, 230] sobre a resistência à compressão mínima a especificar quando o betão está sujeito a desgaste (entre 30 MPa e 40 MPa). No entanto, é possível que a resistência ao desgaste do BCC seja satisfatória mesmo quando a sua resistência à compressão é relativamente baixa, se os inertes utilizados forem de boa qualidade, dado que neste betão o volume de inertes é maior que no betão convencional.

O estudo desenvolvido neste trabalho consistiu na determinação da resistência à abrasão dos 9 betões de referência, com três diferentes inertes e três diferentes dosagens de ligante. Além dos ensaios efectuados sobre BCC foram também efectuados ensaios de abrasão num betão convencional fabricado com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa, com uma consistência de 170 mm de abaixamento, medida pelo método do cone de Abrams.

Os provetes de betão convencional foram obtidos por corte de cubos com 15 cm de aresta, preparados de acordo com a pré-norma europeia pr EN-ISO 2736/2 - 1993. Estes provetes foram conservados durante 3 dias (BC-3d) ou 7 dias (BC-7d) imersos em água a 20±2 °C, sendo depois colocados até à data de ensaio numa sala com temperatura de 20±2 °C e humidade relativa variável entre 55% hr e 65% hr. O ensaio de abrasão no BC foi realizado aos 28 dias de idade. A resistência à compressão do betão convencional aos 28 dias, determinada em provetes cúbicos de 15 cm de aresta, foi de 30,6 MPa.

As composições das misturas de BCC foram já apresentadas no Quadro 4.2. A composição do betão convencional está apresentada no Quadro 4.9

Quadro 4.9– Composição betão convencional usado no ensaio de abrasão

Cimento I42,5R (kg/m^3)	Cinzas (kg/m^3)	Água (l/m^3)	Inerte grosso* (kg/m^3)	Areia (kg/m^3)	Fíler (%)	Adjuvante** (l/m^3)
270	0	189	947	870	0,3	1.19

* Máxima dimensão 25,4 mm. ** Plastificante.

Os resultados do ensaio de abrasão dos betões de referência e do betão convencional estão apresentados no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Resistência à abrasão

Betão	Idade (dias)	Desgaste (mm)
XR190	90	3,8
XR140	90	4,4
XR90	90	4,1
GR190	90	0,5
GR140	90	1,0
GR90	90	1,0
TR190	90	2,5
TR140	90	2,0
TR90	90	2,1
BC-3d	28	2,7
BC-7d	28	2,5

Na figura 4.40 apresenta-se a variação da resistência à com a dosagem de ligante. Nesta figura pode observar-se que não houve variação significativa da abrasão com a dosagem de ligante. A superfície do betão que está em contacto com a areia abrasiva é composta principalmente por partículas de inerte. Desde que a resistência da pasta seja suficiente para que durante o ensaio de abrasão não ocorra destacamento das partículas do inerte a resistência à abrasão varia relativamente pouco com a dosagem de ligante.

Na figura 4.41 apresentam-se os mesmos resultados que na figura 4.40 mas agora agrupados pelo tipo de inerte utilizado. Nesta figura é notável a influência do inerte na resistência à abrasão do betão. Neste caso a influência do tipo de inerte foi muito superior à influência da dosagem de ligante. A maior resistência à abrasão foi obtida nos betões fabricados com inertes graníticos e a menor nos betões fabricados com xisto.

Na figura 4.42 apresentam-se os resultados obtidos com BCC e com betão convencional (BC) fabricados com o mesmo tipo de inerte. Os ensaios sobre BCC foram realizados aos 90 dias de idade e os ensaios sobre o BC aos 28 dias de idade. O tempo de cura dos provetes de BCC e BC também foi feita de forma distinta, como atrás foi referido. Os resultados obtidos com os dois tipos de betão foram muito semelhantes, observando-se até menores valores de desgaste no BCC. O melhor comportamento do BCC deve estar relacionado principalmente com a maior dosagem de inerte no betão e não com a resistência da pasta. Efectivamente, a dosagem de inerte no BC foi de 1817 kg/m^3 e no BCC variou entre 2152 kg/m^3 e 2256 kg/m^3, enquanto que a resistência à compressão na idade de ensaio no BC foi de 30,6 MPa, medida em cubos de 15 cm de aresta, e no BCC variou entre 16,4 MPa e 41,9 MPa, medida em cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

Na figura 4.43 apresenta-se a variação da resistência ao desgaste com a resistência à compressão dos nove betões de referência. Não é possível distinguir uma relação clara entre a resistência à compressão e a resistência à abrasão. Apesar dos resultados obtidos, não se pode deduzir que a resistência da pasta não tem influência no desgaste das superfície de betão. O desgaste de um pavimento, por exemplo, está relacionado com dois fenómenos principais [231]: i) a saída de partículas que formam a camada superficial devido a tensões tangenciais provocadas pelo atrito; ii) a desagregação da camada superficial devido aos esforços provocados pelo contacto e interpenetração do pneu na superfície do betão. O ensaio de abrasão realizado só permite simular o primeiro destes efeitos. A resistência da pasta tem uma influência muito maior no segundo fenómeno descrito porque é a pasta que confere coesão ao material que impede a desagregação do material. De acordo com os resultados obtidos, desde que o betão tenha resistência suficiente para evitar o fenómeno de desagregação, a resistência à abrasão do BCC é satisfatória e é similar à resistência do BC quando se usa o mesmo tipo de inertes.

Tal como se observou neste trabalho, num outro estudo sobre abrasão de BCC debaixo de água [232], em que foi usado o método de ensaio ASTM C 1138, chegou-se à conclusão que a dureza dos inertes é o factor mais importante na resistência à abrasão do betão. Nesse estudo foi comparada a resistência à abrasão três materiais: BCC, betão convencional e solo-cimento. O desgaste observado nos provetes de BCC, com uma resistência à compressão de 21,0 MPa, foi inferior ao medido nos provetes de betão convencional, que tinha uma resistência à compressão de 30,6 MPa. A resistência à abrasão do solo-cimento, com uma resistência à compressão de 5,3 MPa, foi muito baixa. Os resultados obtidos nesse estudo estão apresentados na figura 4.44.

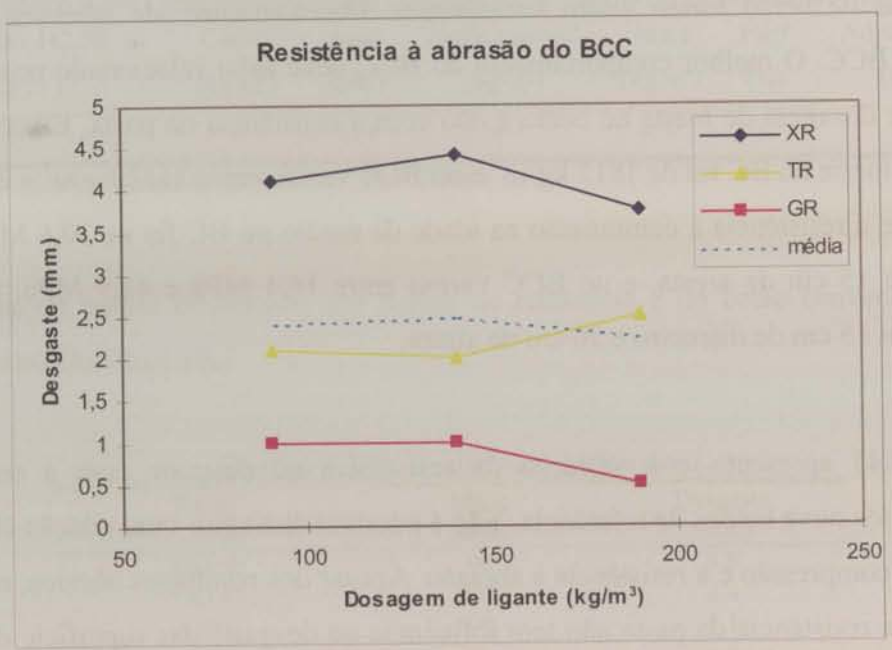


Figura 4.40 – Variação da resistência à abrasão aos 90 dias com a dosagem de ligante de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

A. Nanni refere, num trabalho publicado na revista ACI Materials Journal [233], que embora seja uma prática comum considerar que a especificação de uma resistência à compressão mínima para o betão permite assegurar que a resistência à abrasão é elevada, esta presunção nem sempre é correcta. No mesmo trabalho o autor estudou a abrasão de BCC com fibras de aço, segundo o ensaio descrito na especificação ASTM C 779, concluindo que a adição de fibras de aço ao BCC não afecta a resistência à abrasão e que se a cura não for adequada a qualidade do betão da superfície é severamente diminuída.

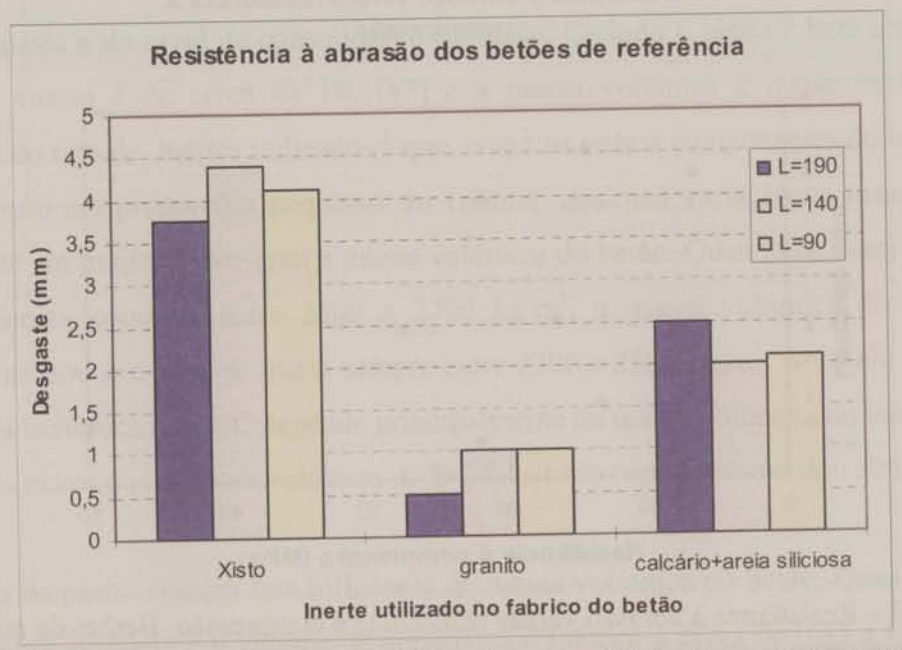


Figura 4.41 – Resistência à abrasão aos 90 dias de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

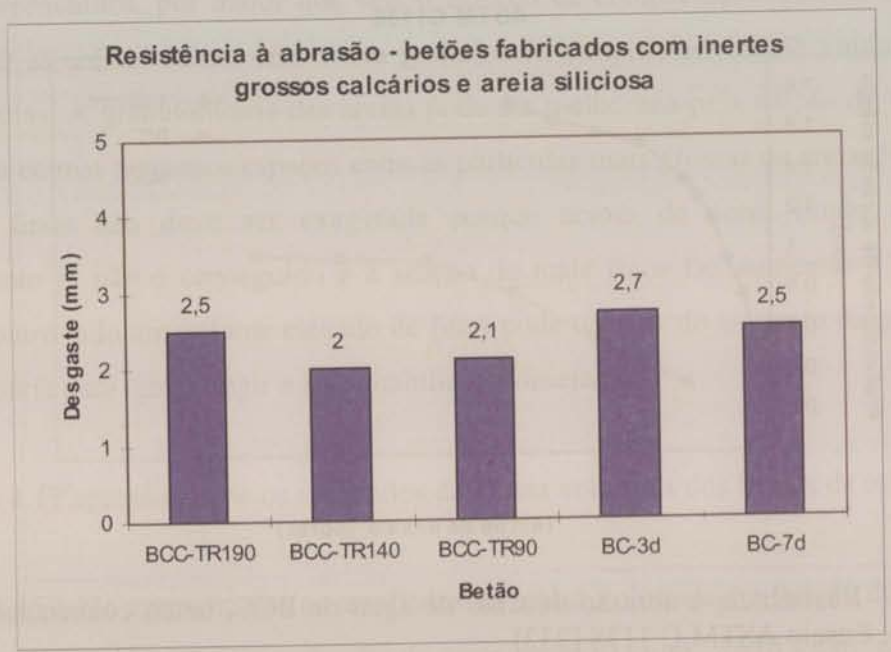


Figura 4.42 – Resistência à abrasão de BCC e BC fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa (BCC – ensaio aos 90 dias; BC – ensaio aos 28 dias).

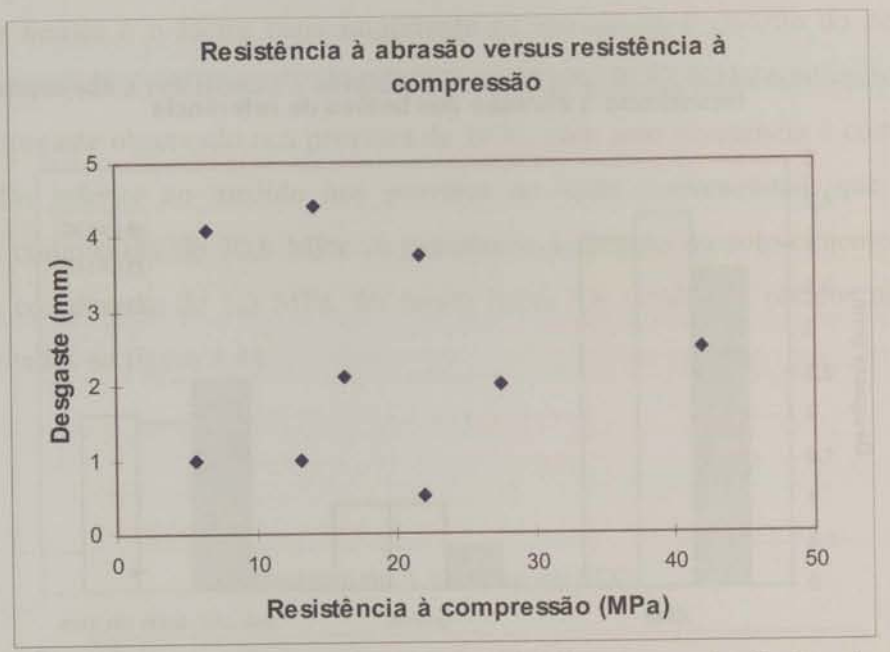


Figura 4.43 – Resistência à abrasão versus resistência à compressão. Betões de referência.

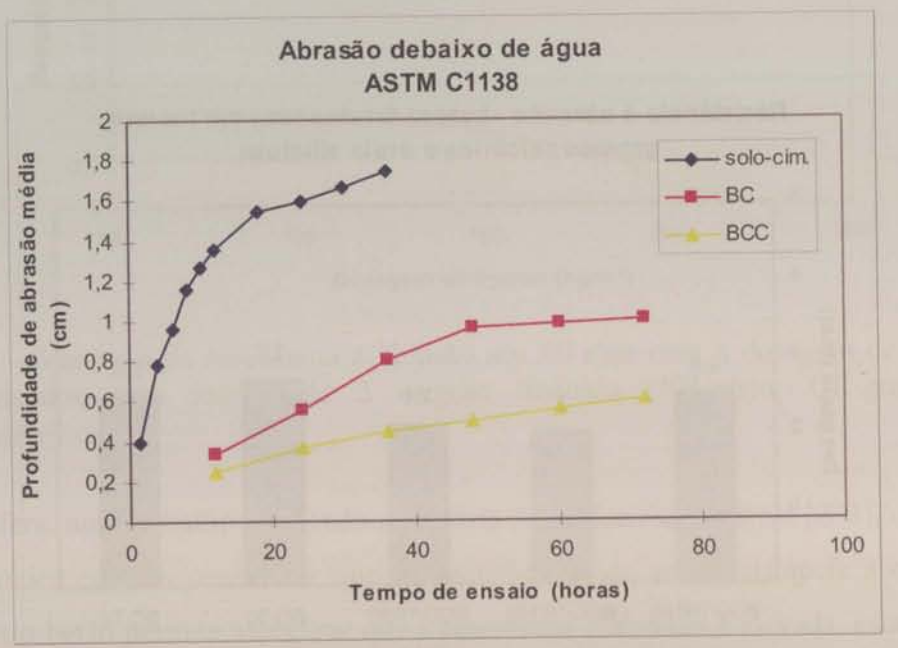


Figura 4.44 – Resistência à abrasão debaixo de água de BCC, betão convencional (BC) e solo-cimento. Ensaio ASTM C 1138 [232].

4.5 - MASSA VOLÚMICA

A massa volúmica do BCC depende principalmente da massa volúmica dos inertes, do volume de pasta e do nível de consolidação do betão. Quando o betão é bem compactado o volume de vazios é de cerca de 1% [87] e a massa volúmica é quase exclusivamente dependente do tipo de inertes utilizado já que, como os outros componentes do betão entram na composição em proporções pequenas do volume, qualquer variação na massa volúmica destes afecta em muito menor grau a massa volúmica do betão. Quando se usam inertes com massa volúmica corrente, entre 2500 a 2700 kg/m^3, a massa volúmica do betão varia relativamente pouco e situa-se quase sempre entre 2300 e 2500 kg/m^3. Andriolo [197] refere que a massa volúmica do BCC depende principalmente da massa volúmica do inerte e é cerca de 2% a 4% maior que a massa volúmica do BC fabricado com o mesmo tipo de inertes.

A dosagem de pasta também tem influência na massa volúmica do betão. Quando a relação entre o volume de pasta e o volume de argamassa é inferior a cerca de 0,35 a 0,40, a massa volúmica do betão diminui [8]. Aquele valor limite está relacionado com o volume de vazios das areias que é de cerca de 0,32 a 0,40. Se não existir na mistura um volume de pasta suficiente para ocupar aqueles vazios, a argamassa terá sempre espaços entre partículas da areia não preenchidos, por maior que seja o esforço de compactação. Assim, é importante procurar que as areias tenham uma curva granulométrica que minimize o volume de vazios entre partículas. A granulometria das areias pode ser melhorada pela adição de finos porque estes podem ocupar pequenos espaços entre as partículas mais grossas da areia. No entanto, a adição de finos não deve ser exagerada porque acima de certo limite o efeito de preenchimento já não é conseguido e a adição de mais finos faz aumentar a dosagem de pasta. Por outro lado um volume elevado de finos pode resultar no aumento da quantidade de água necessária para uma atingir a trabalhabilidade desejada.

No Quadro 4.11 apresentam-se os resultados da massa volúmica dos betões de referência.

Na figura 4.45 estão apresentados os resultados da massa volúmica em função da dosagem de ligante. A massa volúmica dos inertes foi de cerca de 2630 kg/m^3, 2670 kg/m^3 e 2620 kg/m^3, respectivamente nos betões TR, XR e GR. Na figura pode ver-se que a massa volúmica variou relativamente pouco com a dosagem de ligante, excepto nos betões GR em que se verifica um ligeiro crescimento com o aumento da dosagem de ligante. Este crescimento

deve-se à diminuição da dosagem de água e ao aumento da compacidade da mistura quando se aumentou a dosagem de ligante e se diminuiu a dosagem de fíler. Os resultados obtidos para as três dosagens de ligante utilizadas foram muito semelhantes o que sugere que a massa volúmica é uma grandeza pouco sensível às variações na composição e não é assim o parâmetro mais indicado para o controlo da composição do betão.

Quadro 4.11 – Massa volúmica (γ) dos betões de referência

Betão	γ_f-fresco (kg/m^3)	γ_e -3d (kg/m^3)	γ_e -7d (kg/m^3)	γ_e -28d (kg/m^3)	γ_e -90d (kg/m^3)	γ_e -365d (kg/m^3)
XR190	2397	2381	2400	2393	2414	2401
XR140	2380			2407	2405	
XR90	2389			2385	2405	
GR190	2368	2360	2364	2364	2379	2369
GR140	2335			2362	2362	
GR90	2326			2337	2324	
TR190	2431	2448	2427	2450	2432	2430
TR140	2437			2435	2431	
TR90	2431			2442	2448	

Na figura 4.46 apresenta-se a variação da massa volúmica com a idade. Como a variação de massa nos provetes é muito pequena, a massa volúmica mantém-se praticamente constante ao longo do tempo, como se pode constatar na figura.

Nos betões de referência fabricados para este trabalho, com inertes cuja massa volúmica era muito semelhante, a massa volúmica do betão variou também relativamente pouco e situou-se entre 2320 kg/m^3, no betão GR90 fabricado com granito e 90 kg/m^3 de ligante, e 2450 kg/m^3, no betão TR190 fabricado com calcário e 190 kg/m^3 de ligante. Os betões XR fabricados com xisto, inertes que apresentaram a massa volúmica mais elevada (2670 kg/m^3), tiveram em média uma massa volúmica de 2400 kg/m^3, superior à massa volúmica média dos betões fabricados com granito mas inferior à massa volúmica média dos betões fabricados com calcário. Neste caso a variação observada na massa volúmica deveu-se principalmente a variação da dosagem de água e do volume de vazios e não à variação da massa volúmica dos inertes.

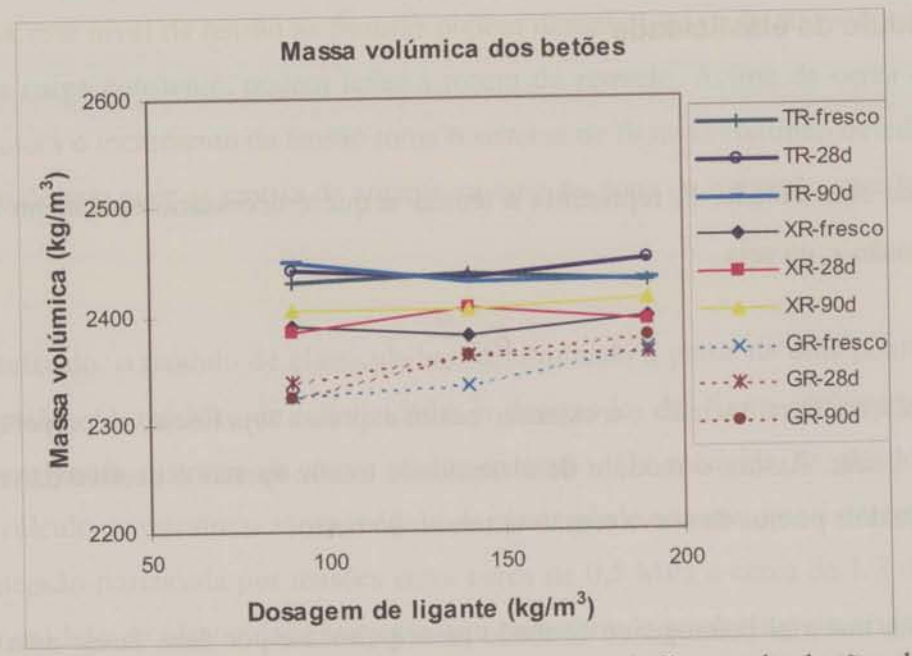


Figura 4.45 – Variação da massa volúmica com a dosagem de ligante dos betões de referência fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

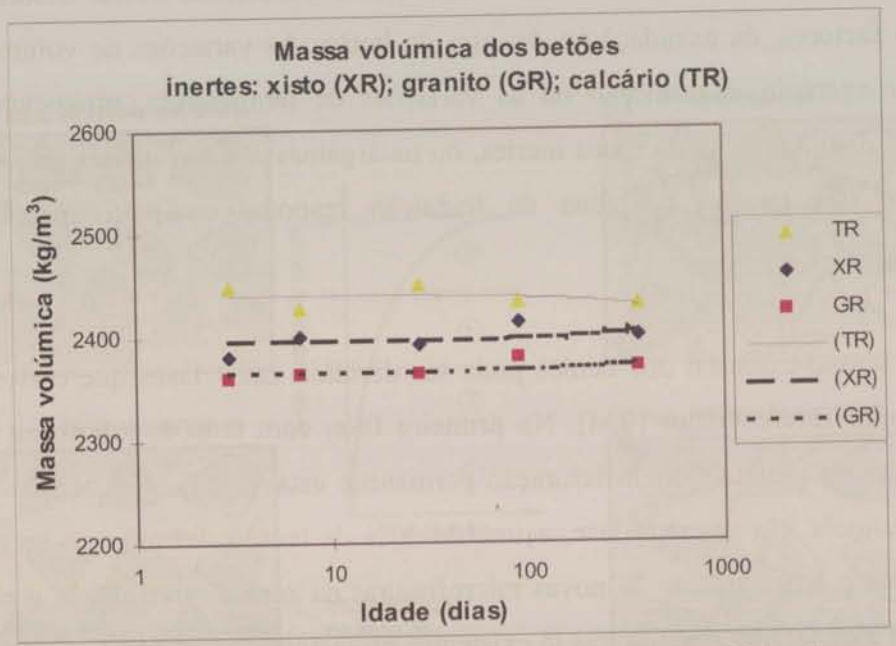


Figura 4.46 – Variação da massa volúmica com a idade de betões fabricados com 190 kg/m^3 de ligante e com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

4.6 DEFORMABILIDADE

4.6.1 – Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade, E, representa a tensão σ que é necessário aplicar no betão para obter a extensão ε, ou seja

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} .$$

Embora a relação entre a tensão e a extensão assim expressa seja linear, o comportamento do betão é não linear. Assim, o módulo de elasticidade traduz apenas o declive da recta obtida pela união de dois pontos da curva tensão-extensão do betão.

O betão é um material heterogéneo formado principalmente por duas fases: uma matriz de pasta de cimento e um conjunto de partículas embebidas nessa matriz, os inertes. Mesmo sem cargas exteriores aplicadas, existem microfissuras na zona de transição entre a pasta e os inertes que se podem desenvolver com o incremento da carga, não sendo portanto recuperável elasticamente toda a deformação do betão. O número e a dimensão destas fissuras depende, entre outros factores, da exsudação e da cura do betão. As variações de volume do betão devidas, por exemplo, à retracção ou às variações de temperatura, provocam variações dimensionais distintas na pasta e nos inertes, ou na argamassa e nos inertes grossos, criando um aumento das tensões na zona de transição responsáveis pelo aparecimento da microfissuração.

O diagrama tensão-extensão dos betões pode ser dividido em 4 fases que correspondem a comportamentos diferenciados [234]. Na primeira fase, com tensões inferiores a cerca de 30% da tensão de rotura, a microfissuração permanece estável e a curva tensão-extensão é praticamente linear. Na segunda fase, acima de 30% da tensão de rotura, o incremento da tensão provoca o aparecimento de novas microfissuras na zona de transição e o aumento do comprimento e da largura das fissuras já existentes nesta zona. Assim, parte da deformação é irrecuperável e a não linearidade começa a ser notada, mas a fissuração na argamassa é ainda incipiente até cerca de 50% da tensão de rotura. Acima de 50% da tensão de rotura, na terceira fase, começam a desenvolver-se fissuras na matriz da argamassa e as fissuras na zona de transição começam a ter dimensões consideráveis tornando a não linearidade da curva

tensão-extensão apreciável. Na última fase, acima de 75% a 80% da tensão de rotura, o sistema de fissuras começa a tornar-se instável e pode desenvolver-se mesmo sem incremento de cargas. A este nível de tensão as fissuras podem desenvolver-se de tal modo que, mesmo mantendo a carga constante, podem levar à rotura do provete. Acima de cerca de 75% da tensão de rotura o incremento da tensão torna o sistema de fissuras contínuo devido ao rápido crescimento destas, quer na matriz de argamassa quer na zona de transição, que leva à rotura do provete.

Como foi referido, o módulo de elasticidade é determinado a partir de dois pontos da curva tensão-extensão. O módulo de elasticidade é designado de forma diferente quando é calculado em zonas distintas da curva tensão-extensão. Os módulos de elasticidade mais usados no cálculo de estruturas são o módulo de elasticidade secante, que é determinado com base na extensão provocada por tensões entre cerca de 0,5 MPa e cerca de 1/3 da tensão de rotura, e o módulo de elasticidade tangente que corresponde ao declive na origem da curva tensão-extensão. O módulo de elasticidade tangente é usado no cálculo de esforços e deformações devido a solicitações muito rápidas, como são as acções sísmicas por exemplo, como estimativa do módulo de elasticidade dinâmico. A determinação do módulo de elasticidade dinâmico é feita com maior precisão através de ensaios sónicos.

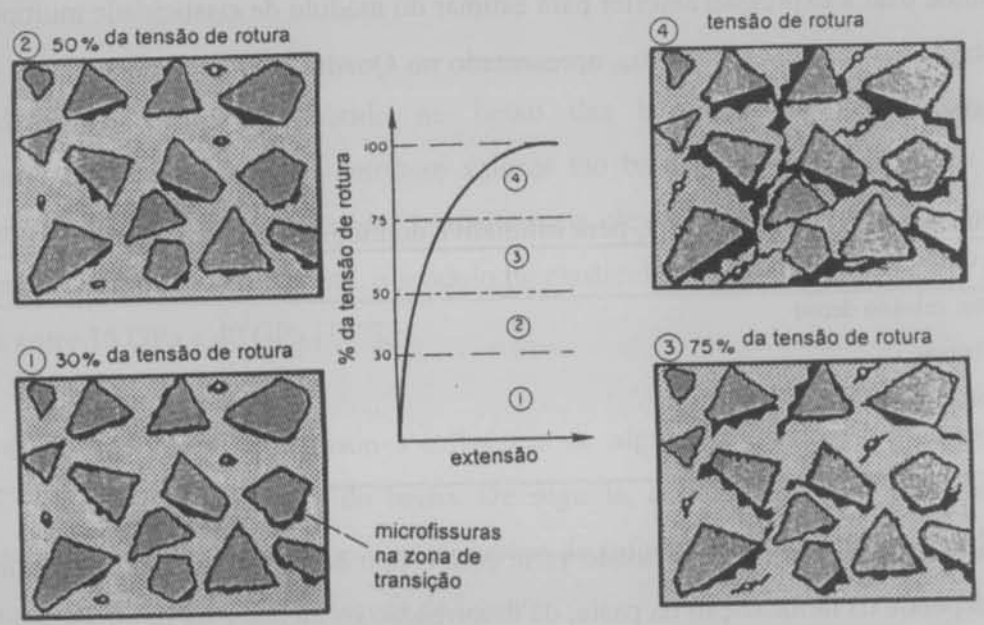


Figura 4.47 – Representação esquemática do diagrama tensão-extensão do betão sujeito a uma tensão uniaxial de compressão [234].

O módulo de elasticidade utilizado para determinar a deformação das estruturas devido a cargas estáticas é o módulo de elasticidade secante. Este módulo de elasticidade depende principalmente da resistência e da massa volúmica do betão e ainda do tipo de inertes utilizados. Existem várias expressões para estimar o módulo de elasticidade do betão convencional, com base naquelas características do betão.

No ACI Building Code 318 [235] o módulo de elasticidade E_c, em psi (1 psi ≅ 6895 N/m^2), é estimado pela expressão 4.9 com base na massa volúmica do betão w_c, em lb/ft^3 (1 lb/ft^3 ≅ 16.02 kg/m^3), e na resistência do betão à compressão do betão f'_c, em psi.

$$E_c = w_c^{1,5} * 33 f'^{1/2}_c \text{ (psi)}. \qquad \textbf{(4.9)}$$

No Eurocódigo 2 de Dezembro de 1991 o valor do módulo de elasticidade do betão pode ser estimado pela expressão 4.10,

$$E_c(GPa) = 9{,}5 * \sqrt[3]{f_{ck}(MPa) + 8}\,, \qquad \textbf{(4.10)}$$

em que f_{ck} representa a tensão característica do betão. Esta expressão é aplicável quando se usam inertes quartzíticos. Quando se utilizam outros inertes no fabrico do betão o Eurocódigo recomenda que se façam ensaios para determinação do módulo de elasticidade. No entanto, pode-se ainda usar a expressão anterior para estimar do módulo de elasticidade multiplicando o valor obtido por um coeficiente α_e, apresentado no Quadro 4.12, que depende do tipo de inerte usado [234, 236]:

Quadro 4.12 - Coeficiente α_e para estimativa do módulo de elasticidade [234].

Tipo de inerte	α_e
basalto, calcário denso	1,2
Quartzítico	1,0
Calcário	0,9
Grés	0,7

Efectivamente, o módulo de elasticidade varia com o tipo de inerte utilizado. A deformação do betão depende da deformação da pasta, da deformação os inertes e da deformação da zona de interface entre a pasta e os inertes. A deformação do betão resulta assim do conjunto das três deformações referidas. Apesar de no betão a maior parte do volume ser constituído por partículas de inerte, a deformação é governada principalmente pela deformação da pasta e da interface pasta-inerte, porque em geral a sua rigidez é muito inferior à rigidez do inerte. No

entanto, nem sempre existe uma grande diferença entre o módulo de elasticidade da pasta e o módulo de elasticidade do inerte. Neste caso a rigidez do inerte tem uma influência maior no módulo de elasticidade do betão.

No boletim nº 199 do CEB de Agosto de 1990 [237] é sugerido que a variação do módulo de elasticidade tangente com a idade pode ser estimado pela expressão 4.11,

$$E_c(t) = \beta_E \, E_c, \tag{4.11}$$

com $\beta_E = e^{\frac{s}{2}(1-\sqrt{\frac{28}{t}})}$, onde E_c é o módulo de elasticidade aos 28 dias, β_E um coeficiente que depende da idade t do betão em dias, s é um coeficiente que depende do tipo de cimento utilizado. O valor de s é dado pelo Quadro 4.13.

Quadro 4.13 - Coeficiente **s** a usar na expressão 4.11 [237]

Coeficiente s	Características do cimento
0,20	endurecimento rápido e alta resistência
0,25	endurecimento rápido
0,38	endurecimento lento

O modulo de elasticidade obtido no betão das barragens de BCC tem variado significativamente, podendo encontrar-se valores tão baixos como 6,9 GPa, no betão da barragem de Middle Fork, ou valores bastante mais elevados como 31,9 GPa, no betão da barragem de Itaipu [8]. No entanto, o módulo de elasticidade do BCC situa-se, em geral, aos 90 dias, entre 15 GPa e 40 GPa [197].

No capítulo anterior já se analisou a influência de alguns parâmetros da composição no módulo de elasticidade secante do betão. De seguida, no Quadro 4.14, apresentam-se os módulos de elasticidade obtidos nos nove betões de referência, que incluem a utilização de diferentes inertes e diferentes dosagens de ligante.

Quadro 4.14 – Módulo de elasticidade (E_c) dos betões de referência

Betão	E_c - 3d (GPa)	E_c - 7d (GPa)	E_c - 28d (GPa)	E_c - 90d (GPa)	E_c - 365d (GPa)
XR190	11,6	15,3	19,4	24,5	29,5
XR140			17,6	21,7	
XR90			11,9	15,8	
GR190	7,5	12,1	15,5	21,3	22,7
GR140			11,5	16,7	
GR90			6,6	12,0	
TR190	28,7	29,6	40,5	43,0	45,8
TR140			35,5	36,4	
TR90			29,7	35,4	

Nas figuras 4.48 e 4.49 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade dos betões de referência, respectivamente aos 28 dias e aos 90 dias, com a dosagem de ligante. Em todos os betões e em ambas as idades se observou um aumento aproximadamente linear do módulo de elasticidade com a dosagem de ligante. A tendência de variação do módulo de elasticidade com a dosagem de ligante é similar à variação observada para a resistência à compressão (figuras 4.13 e 4.14).

O módulo de elasticidade dos betões fabricados com inertes grossos calcários e areia siliciosa foi significativamente superior ao módulo de elasticidade dos outros betões, tal como se observou para a resistência à compressão. Apesar da resistência à compressão dos betões XR e GR ter sido similar, o módulo de elasticidade dos betões XR foi superior, em todos os betões ensaiados, quer aos 28 dias quer aos 90 dias. A menor rigidez dos betões GR, fabricados com inertes graníticos, pode dever-se à maior deformabilidade do inerte. Efectivamente, o módulo de elasticidade do granito foi de 29,6 GPa enquanto que o módulo de elasticidade do xisto foi de 69,8 GPa (Quadro 3.24). O módulo de elasticidade do calcário foi ainda superior, 84,2 GPa, o que contribui também, além da maior resistência da pasta, para que o módulo de elasticidade dos betões TR tenha sido superior.

Na figura 4.50 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade com a idade, dos betões de referência XR190, GR190 e TR190, com 190 kg/m^3 de ligante, dos quais 90 kg/m^3 são cinzas volantes. O módulo de elasticidade cresce muito pouco depois dos 90 dias de idade. A partir desta idade o aumento do módulo de elasticidade é, proporcionalmente, muito inferior ao crescimento da resistência à compressão. Na mesma figura apresentam-se três curvas de

previsão do crescimento do módulo de elasticidade com a idade, que resultam da aplicação da expressão 4.11, sugerida pelo boletim nº 199 do CEB [237], com base no módulo de elasticidade aos 28 dias. Como 39% a 47% do ligante era constituído por cinzas volantes adoptou-se o valor de 0,38 para o coeficiente *s*, previsto para cimento de endurecimento lento. A estimativa para os betões TR praticamente coincidiu com os resultados dos ensaios. Para os betões GR e XR as estimativas a idades avançadas resultam em valores do módulo de elasticidade inferiores aos experimentais. Nestes dois betões a relação A/C é elevada e o ligante é em grande parte constituído por cinzas volantes que reagem mais tardiamente que o cimento. Assim o aumento da resistência à compressão entre os 28 dias e os 365 dias é muito maior do que no betão convencional, obtendo-se por este motivo módulos de elasticidade superiores aos previstos pela expressão do CEB.

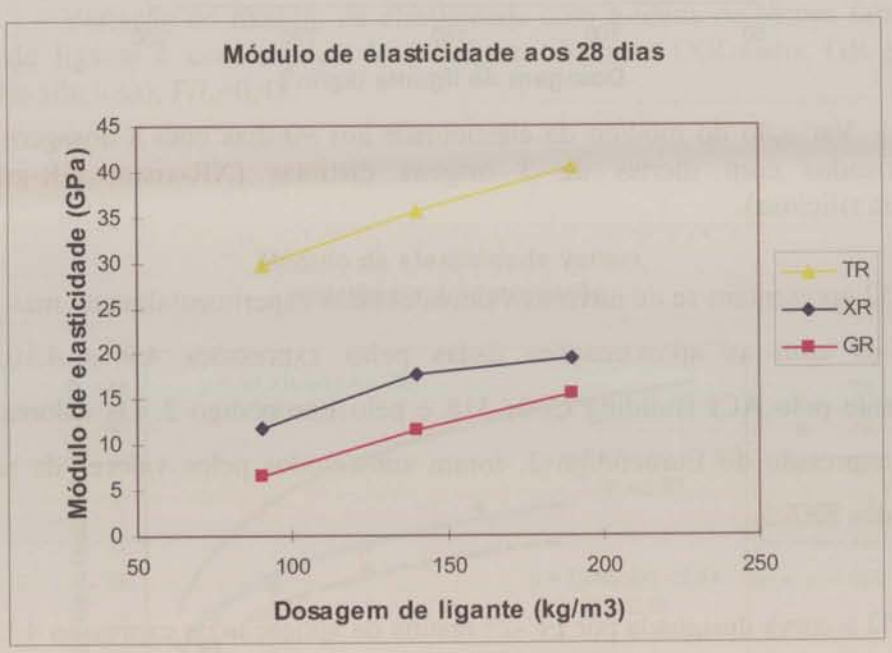


Figura 4.48 – Variação do módulo de elasticidade aos 28 dias com a dosagem de ligante. Betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

Na figura 4.51 apresenta-se a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão obtida nos ensaios efectuados. No gráfico estão também desenhadas linhas de tendência logarítmicas. O coeficiente R^2 é próximo da unidade nos betões GR e XR, e um pouco mais baixo, de 0,91, nos betões TR. Assim, de acordo com os valores obtidos, uma aproximação logarítmica do tipo da representada pela expressão 4.12, pode ser usada para estimar o módulo de elasticidade. Nesta expressão c_1 e c_2 são constantes e f_c é a resistência à compressão do betão determinada em cilindros.

$$E\,(GPa) = c_1 Ln\left[f_c\,(MPa) \right] + c_2 \qquad \textbf{(4.12)}$$

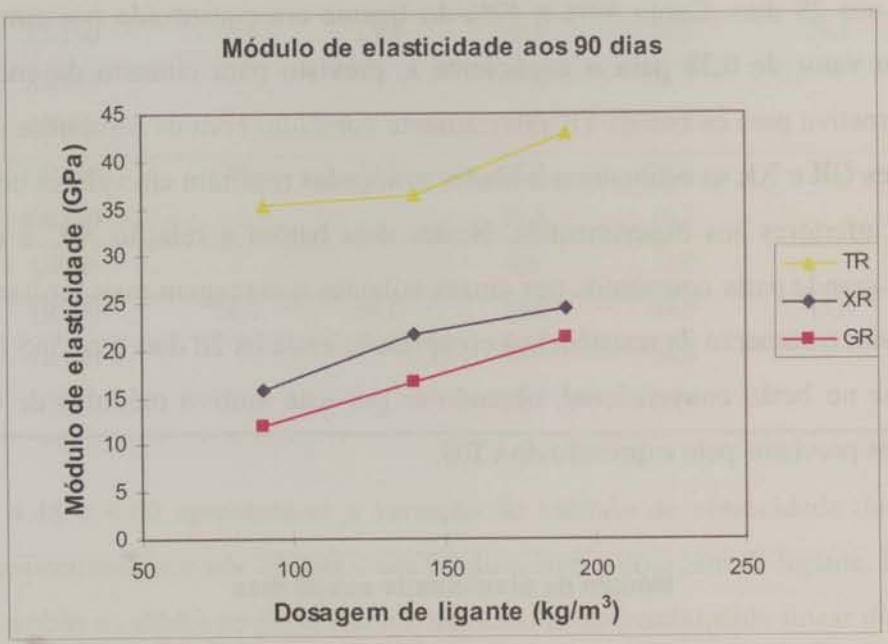


Figura 4.49 – Variação do módulo de elasticidade aos 90 dias com a dosagem de ligante. Betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

Na figura 4.52 apresentam-se de novo os valores obtidos experimentalmente mas, neste caso, comparando-os com as aproximações dadas pelas expressões 4.9 e 4.10, sugeridas respectivamente pelo ACI Building Code 318 e pelo Eurocódigo 2. Os valores da parcela "f_{ck}+8", na expressão do Eurocódigo 2, foram substituídos pelos valores da resistência à compressão dos betões.

Na figura 4.52 a curva designada por EC-2* resulta da aplicação da expressão 4.13, ou seja é a expressão do Eurocódigo 2 multiplicada por um coeficiente de 1,2, considerando que o inerte usado no betão foi um calcário denso (Quadro 4.12).

$$E_c\,(GPa) = 1{,}2 * 9{,}5 * \sqrt[3]{f_c\,(MPa)} \qquad \textbf{(4.13)}$$

Apesar de nesta expressão os valores do módulo de elasticidade virem majorados de 20%, relativamente à expressão apresentada no Eurocódigo, ainda assim são ligeiramente inferiores aos observados nos resultados dos betões TR. A aplicação da expressão do Eurocódigo 2 sem majoração, representada na figura pela designação EC2, resulta em valores do módulo de elasticidade inferiores aos obtidos com os betões TR mas superiores aos observados nos betões GR e XR.

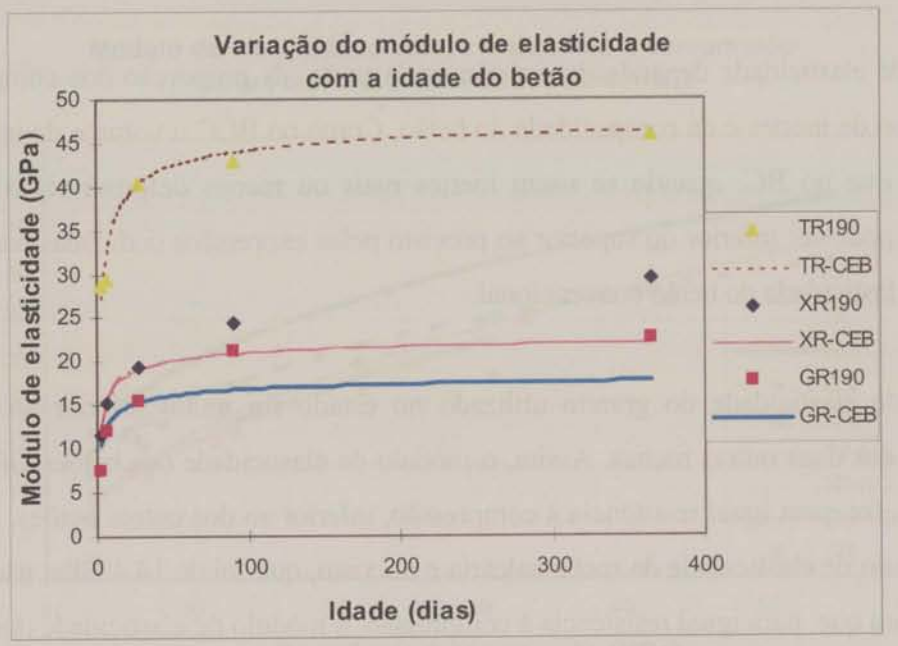


Figura 4.50 - – Variação do módulo de elasticidade com a idade de betões fabricados com 190 kg/m^3 de ligante e com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa); F/L=0,47.

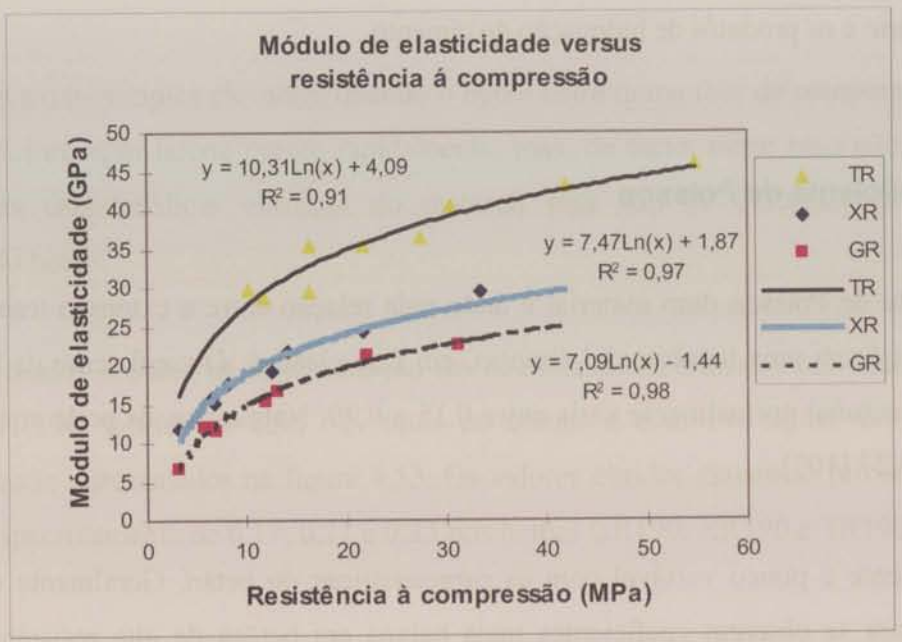


Figura 4.51 - –Módulo de elasticidade versus resistência à compressão de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

As curvas do ACI, expressão 4.9, referentes aos betões GR e XR, resultam em aproximações razoáveis dos valores obtidos nos ensaios. No entanto, o mesmo não se verifica relativamente à estimativa do módulo de elasticidade dos betões TR. Neste caso os valores teóricos são muito inferiores aos experimentais.

O módulo de elasticidade depende da resistência da pasta, da proporção dos componentes no betão, do tipo de inertes e da compacidade do betão. Como no BCC o volume de inertes é mais elevado do que no BC, quando se usam inertes mais ou menos deformáveis o módulo de elasticidade pode ser inferior ou superior ao previsto pelas expressões deduzidas para estimar o módulo de elasticidade do betão convencional.

O módulo de elasticidade do granito utilizado no estudo foi muito inferior ao módulo de elasticidade das duas outras rochas. Assim, o módulo de elasticidade dos betões GR, fabricado com granito, foi, para igual resistência à compressão, inferior ao dos outros betões. A diferença entre o módulo de elasticidade da rocha calcária e do xisto, que foi de 14,4 GPa, não será razão suficiente para que, para igual resistência à compressão, o módulo de elasticidade dos betões TR tivesse sido superior ao módulo de elasticidade dos betões XR. Por um lado, a provável maior rigidez da areia siliciosa usada nos betões TR, relativamente à areia de xisto utilizada nos betões XR, pode contribuir também para aumentar o módulo de elasticidade do betão, por outro, nestes betões a rigidez da interface entre a pasta e o inerte deve ser superior devido à afinidade química entre o calcário e os produtos de hidratação do cimento.

4.6.2 - Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson dum material é dado pela relação entre a extensão transversal e a extensão axial sob uma tensão axial simples, em fase elástica. O coeficiente de Poisson do betão convencional normalmente varia entre 0,15 a 0,20. Nalguns casos pode atingir valores de 0,11 ou 0,27 [107].

Este coeficiente é pouco variável com as características do betão. Geralmente existe uma tendência para se obterem coeficientes mais baixos em betões de alta resistência e mais elevados em betões saturados e para acções dinâmicas [234]. Os valores obtidos nos ensaios realizados neste trabalho e os resultados apresentados por outros autores [238, 239] sugerem que o coeficiente de Poisson do BCC é similar ao do BC, situando-se em geral entre 0,17 e 0,24.

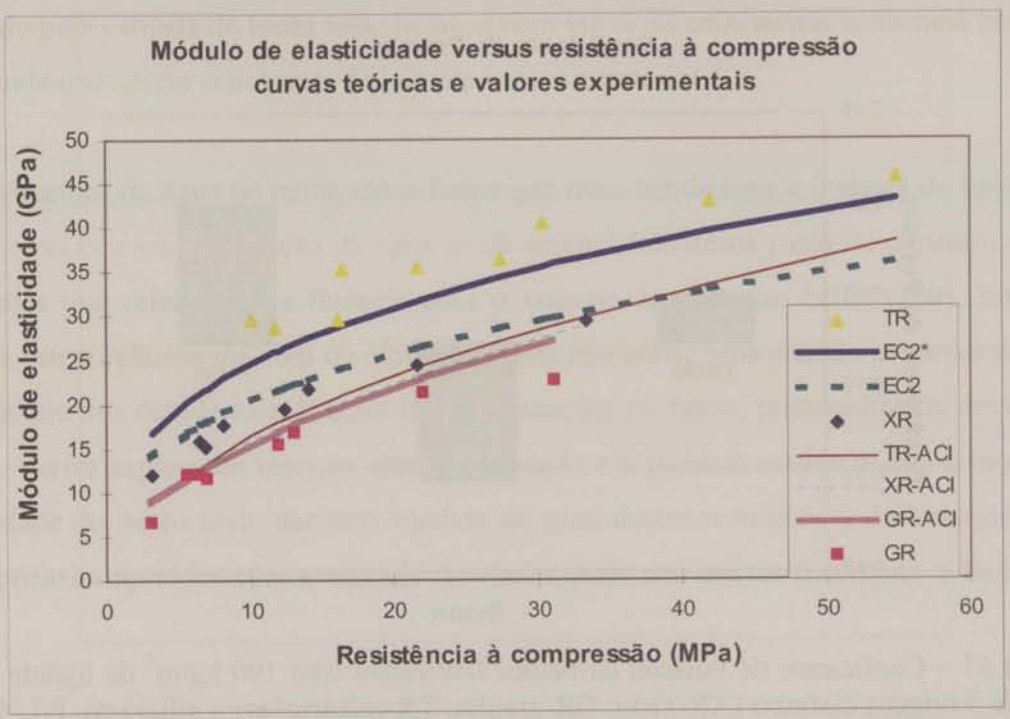


Figura 4.52 - –Módulo de elasticidade versus resistência à compressão de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas. Valores teóricos (ACI 318 e Eurocódigo 2) e valores experimentais.

Para tensões axiais simples elevadas, quando o betão entra numa fase de comportamento não elástica, a deformação lateral cresce rapidamente, mas, de facto, neste caso não se trata de variação das características elásticas do material mas sim de deformações devidas à fissuração do betão.

Foram efectuados ensaios de determinação do coeficiente de Poisson nos betões XR190, GR190 e TR190, fabricados com três tipos de inertes e com 190 kg/m^3 de ligante. Os resultados estão apresentados na figura 4.53. Os valores obtidos situam-se próximo de 0,20, sendo de respectivamente de 0,17, 0,21 e 0,23 nos betões GR190, XR190 e TR190.

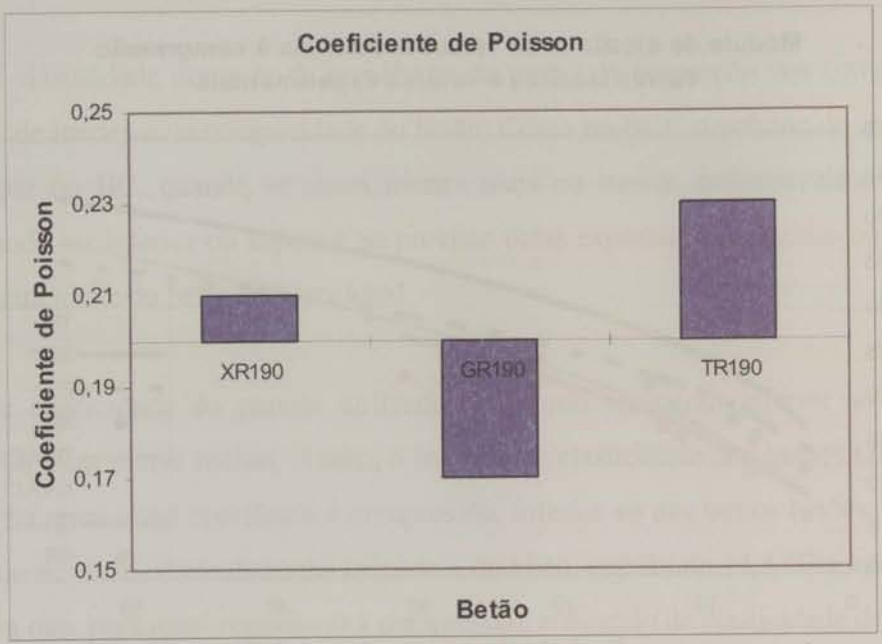


Figura 4.53 – Coeficiente de Poisson de betões fabricados com 190 kg/m^3 de ligante e com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa); F/L=0,47.

4.6.3 - Fluência

O aumento da deformação ao longo do tempo do betão sujeito a uma tensão constante é designado por fluência. As causas da fluência são muito complexas podendo ser atribuídas em parte a movimentos da água no betão e à microfissuração. A migração da água e o aumento da microfissuração contribuem para o aumento da deformação. A resposta elástica retardada do inerte é também outra causa da fluência. Como os inertes e a pasta se encontram ligados, a gradual passagem das tensões da pasta para os inertes faz aumentar a deformação elástica dos inertes, contribuindo assim para a fluência [240].

A fluência quando ocorre em condições ambientais com humidade relativa próxima de 100%, com as deformações por secagem devidas à retracção e à fluência de secagem desprezáveis, é designada por fluência básica. A fluência de secagem é provocada pelo crescimento das deformações devidas à microfissuração que resulta da retracção de secagem [240].

Normalmente não se distingue a fluência em duas componentes, fluência básica e fluência de secagem, designando-se o fenómeno simplesmente como fluência. No entanto, no betão em massa a secagem no betão é pouco relevante porque a maior parte do volume do betão está

protegido pela camada de betão superficial. Assim interessa caracterizar a fluência básica, ou seja aquela que ocorre sem trocas de humidade com o exterior.

Os movimentos da água no betão são o factor que mais condiciona a fluência do betão [240, 241]. Como esta movimentação da água se dá essencialmente na pasta de cimento, existem expressões que relacionam a fluência com o volume de pasta no betão [240]. Embora a fluência esteja relacionada com o volume de pasta não existe uma relação proporcional entre estes parâmetros devido às restrições das deformações no betão, principalmente devidas aos inertes. Várias expressões teóricas sobre a retracção e a fluência assumem que o módulo de elasticidade do betão pode dar uma medida do grau destas restrições à deformação e que, como primeira aproximação, o módulo de elasticidade dos inertes determina a fluência do betão.

Neville [168] sugere que a fluência do betão e da pasta de cimento estão relacionados pela expressão 4.14,

$$\log\frac{\varepsilon_{f,p}}{\varepsilon_f} = \alpha \log\frac{1}{1-g-u}, \qquad \textbf{(4.14)}$$

sendo $\varepsilon_{f,p}$ a extensão de fluência da pasta, ε_f a extensão de fluência do betão, g o volume de inertes, u o teor de cimento não hidratado em volume e α dado pela expressão seguinte,

$$\alpha = \frac{3(1-\mu)}{1+\mu+2(1-2\mu_a)\frac{E}{E_a}}.$$

Nesta expressão μ_a é o coeficiente de Poisson do inerte, μ o coeficiente de Poisson do betão, E_a o módulo de elasticidade do inerte e E o módulo de elasticidade do betão.

Através da expressão 4.14 observa-se que, desprezando a parcela referente ao cimento não hidratado, os volumes de pasta e de inerte no betão e as características de deformação elástica do inerte têm um papel preponderante na fluência.

No BCC, por um lado, a dosagem de inertes é mais elevada do que no BC, sendo de esperar assim uma maior restrição às deformações, mas, por outro, a relação A/L na pasta e a porosidade do betão podem ser superiores, o que torna o BCC mais deformável que o BC.

Alguns autores referem que a fluência do BCC é ligeiramente superior à fluência do BC [187, 197, 242].

Num trabalho efectuado por Houghton [243] é referido que o coeficiente de fluência de betões (BCC) fabricados com inertes britados é superior ao coeficiente de fluência de betões fabricados com inertes rolados.

Best e Land [129] referem que betões com cinzas volantes, proporcionados para terem a mesma resistência à idade de carregamento, tiveram menor deformação de fluência que betões sem cinzas volantes. Todavia, segundo Gosh e Timash [129], a extensão de fluência de betões com ou sem cinzas volantes é praticamente igual a 1 ano de idade, quando os provetes se encontram selados para evitar a perda de água.

Em geral nos betões com cinzas volantes com resistências equivalentes a betões sem cinzas aos 28 dias, a extensão de fluência a longo prazo é mais baixa devido ao maior aumento da resistência a idades avançadas.

Foram realizados ensaios de fluência, durante cerca de 500 dias, nos betões XR190, GR190 e TR190, fabricados com 190 kg/m^3 de ligante e com três diferentes inertes. Os provetes foram selados, para evitar trocas de humidade com o exterior, e a carga aplicada aos 28 dias foi de cerca de um terço da tensão de rotura à mesma idade. Os resultados estão apresentados na figura 4.54.

O coeficiente de fluência, $\varphi(t,t0)$, apresentado na figura 4.54, refere-se ao que relaciona a tensão aplicada $\sigma_{c,t0}$ com a extensão no provete ε_{tot} segundo a expressão 4.15.

$$\varepsilon_{tot} = \sigma_{c,t0}\left[\frac{1}{E'_{c,t0}} + \frac{\varphi(t,t0)}{E'_{c,28}}\right] \qquad \textbf{(4.15)}$$

Nesta expressão $t0$ representa a idade de carregamento e ε_{tot} a extensão total subtraída da retracção. A tensão aplicada aos 28 dias, σ_{c28}, foi igual a 4,0 MPa nos betões XR190 e GR190, e a 7,5 MPa no betão TR190. O módulo de elasticidade tangente, E'_{c28}, foi estimado em 5% superior ao módulo de elasticidade secante E_{c28}, de acordo com o Eurocódigo 2.

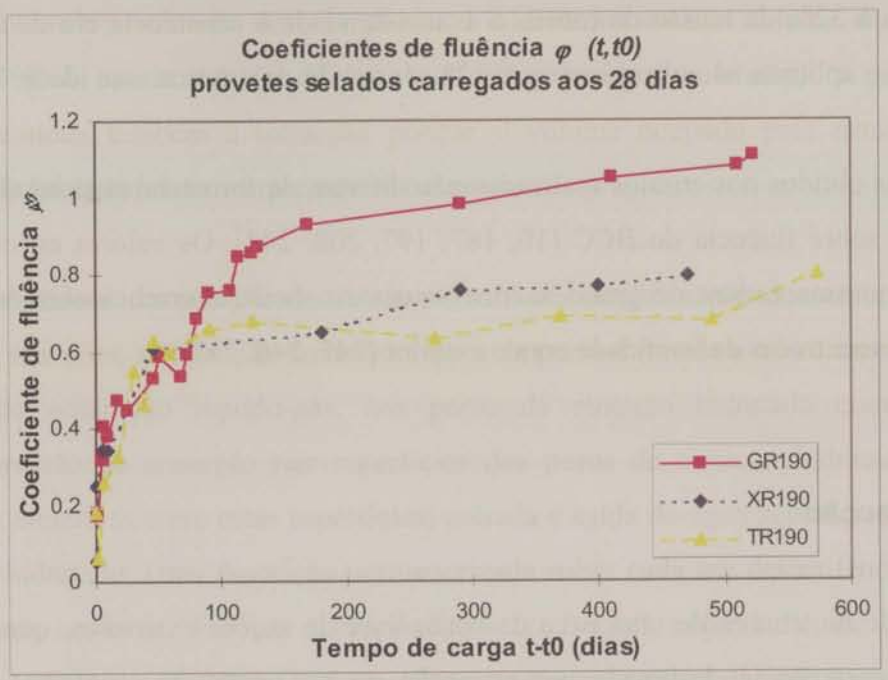


Figura 4.54 – Coeficientes de fluência dos betões de referência fabricados com 190 kg/m^3 de ligante; F/L=0,47.

Os resultados obtidos até aos 90 dias de idade foram similares nos três betões, observando-se, no entanto, que nas idades mais avançadas o coeficiente de fluência do betão GR190 foi mais elevado que nos outros dois betões. Este betão além de conter a maior dosagem de água, com uma relação A/L igual a 0,75, foi fabricado com inertes graníticos que, como já se referiu, apresentaram um módulo de elasticidade muito baixo. Assim, por um lado a pasta era mais deformável nos betões GR e por outro as restrições às deformações eram menores que nos outros betões.

Apesar do betão XR190 conter mais água que o betão TR190, como o volume de pasta no BCC é relativamente reduzido, o coeficiente de fluência foi muito próximo nos dois betões. Apesar disso, nas idades mais avançadas o coeficiente de fluência do betão XR190 foi ligeiramente superior ao do betão TR190.

Na figura 4.54 observa-se que a partir de 150 dias a variação do coeficiente de fluência com a idade é relativamente pequena. Os betões continham 47% de cinzas volantes, logo o aumento da resistência a idades avançadas, relativamente à resistência aos 28 dias, idade de carregamento, é muito superior aos betões sem cinzas volantes. Como a tensão aplicada é mantida constante ao longo do tempo, o aumento da rigidez do betão faz com que a incremento da deformação seja cada vez menor. Por exemplo, no betão XR190 em que a resistência à compressão aos 28 dias foi de 12,5 MPa e a tensão aplicada no carregamento

correspondia a 32% da tensão de rotura, a 1 ano de idade a resistência era de 33,4 MPa e assim a tensão aplicada não ultrapassava os 12% da tensão de rotura a essa idade.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados não diferem de forma substancial dos referidos na literatura sobre fluência do BCC [10, 187, 197, 208, 244]. Os valores encontrados são também da mesma ordem de grandeza dos usuais em betão convencionais de barragens conservados sem trocas de humidade com o exterior [245, 246, 247].

4.6.4 - Retracção

A variação de dimensões de uma peça de betão livre de acções exteriores, que se observa após a compactação, é designada por retracção ou por expansão, conforme sofra uma diminuição ou um aumento de tamanho. No entanto, por simplificação, por vezes adopta-se apenas o termo retracção. Nestes casos a expansão é representada por uma extensão positiva, e a retracção por uma extensão negativa, mantendo-se a designação genérica de retracção para ambas as deformações. A retracção das peças de betão é normalmente determinada registando a variação da maior dimensão do provete. A retracção é expressa através de uma extensão ou seja do quociente entre a deformação medida entre dois pontos e a sua distancia inicial.

As variações de volume do betão começam ainda no estado fresco, logo após a sua colocação e compactação, por assentamento dos materiais e por evaporação da água superficial. Após a presa, a retracção é fruto de um conjunto de fenómenos devidos principalmente à hidratação do cimento, ao movimento e evaporação da água do betão e à combinação do dióxido de carbono da atmosfera com os componentes hidratados do cimento.

A hidratação do cimento provoca a retracção do betão porque consome água e porque o volume absoluto dos componentes hidratados do cimento é inferior à soma do volume dos componentes anidros com o volume da água com a qual reagem. Por outro lado é bem conhecido que a evaporação da água conduz a retracções do betão, devido ao aumento da tensão superficial dos capilares, que pode atingir valores muito elevados em ambientes exteriores secos. A combinação do dióxido de carbono com os componentes hidratados do cimento, principalmente o hidróxido de cálcio, origina também produtos sólidos com volume

inferior à soma dos volumes dos componentes hidratados com o volume do dióxido de carbono [248]. A movimentação da água no betão, devido por exemplo a gradientes de humidade, conduz também à retracção porque o volume ocupado pela massa do betão depende da humidade relativa a que este se encontra.

Não considerando a diminuição de volume devida à transformação dos componentes em produtos de reacções, a retracção do betão depois da presa é devida a três causas: tensões na superfície de separação líquido-gás, nos poros de cimento hidratado com dimensões capilares; pressão de adsorção nas superfícies dos poros de cimento hidratado e acções repulsivas e atractivas entre estas superfícies; entrada e saída de água zeolítica entre lamelas do cimento hidratado. Uma descrição pormenorizada sobre cada um destes fenómenos pode ser encontrada no livro "Fabrico e Propriedades do Betão", volume III, de A. de Sousa Coutinho e A. Gonçalves [249]. Qualquer destes fenómenos está relacionado com o teor de água e com a movimentação da água no betão.

Nos betões em massa quer a evaporação da água quer a combinação do dióxido de carbono com os componentes hidratados do cimento têm pouca importância porque a relação entre a área superficial do betão em contacto com a atmosfera e o volume do betão é muito pequena, estando o efeito da retracção associada limitado aos primeiros centímetros de profundidade. Neste caso do betão massa, em que a maior parte do volume do betão não é afectado pelas condições exteriores, a retracção que mais interessa caracterizar é a retracção autogénea, ou seja aquela que se processa no betão conservado sem trocas de humidade com o exterior.

A retracção do BCC deve ser menor do que no BC devido à reduzida dosagem de água usada. No entanto, se forem usados inertes com absorção elevada, o betão pode exibir retracções apreciáveis devido à secagem da água presente nos inertes [62]. Por outro lado a restrição à deformação, devido à presença dos inertes, tal como referido para a deformação por fluência, pode ser ainda mais significativa no BCC do que no BC, dado o maior volume de partículas de inerte presentes, sendo de prever que, também por este motivo, as deformações de retracção sejam mais reduzidas.

Nas pastas de cimento conservadas sem trocas de humidade com o exterior, a humidade relativa no interior da pasta vai diminuindo devido ao consumo da água na hidratação do cimento, figura 4.55 [250], provocando um aumento da retracção, figura 4.56 [250]. Como se

vê na figura 4.55 a humidade relativa no interior da pasta pode variar entre 93%, nos primeiros dias após ser fabricada, e cerca de 85%, ao fim de 190 dias. Quando se conservam argamassas com diferentes proporções de areia e cimento, sem trocas de humidade, figura 4.57, observa-se que, com a diminuição da dosagem de cimento e com o aumento da relação A/C, a retracção diminui, ocorrendo até expansão na argamassa com traço 1:5 e relação A/C igual a 0,85. O mesmo se passa com os betões como se pode observar na figura 4.58 [250]. Pode-se então concluir que quando há pouco cimento e excesso de água observa-se expansão em vez de retracção. Esta conclusão é importante para analisar o comportamento à retracção do BCC porque em geral estão presentes ambas os pressupostos mencionados, ou seja a dosagem de cimento é reduzida e a relação A/C é elevada.

De facto nos ensaios realizados neste trabalho observa-se em geral uma expansão dos betões nas primeiras idades e só mais tarde ocorre retracção. Nalguns casos porém, nem às idades mais avançadas a expansão inicial é anulada.

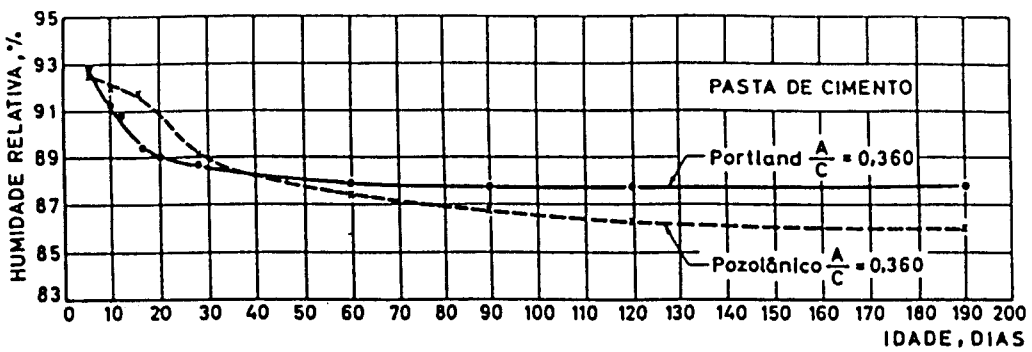


Figura 4.55 – "Variação da humidade relativa no interior das pastas de cimento conservadas sem trocas de humidade" [250].

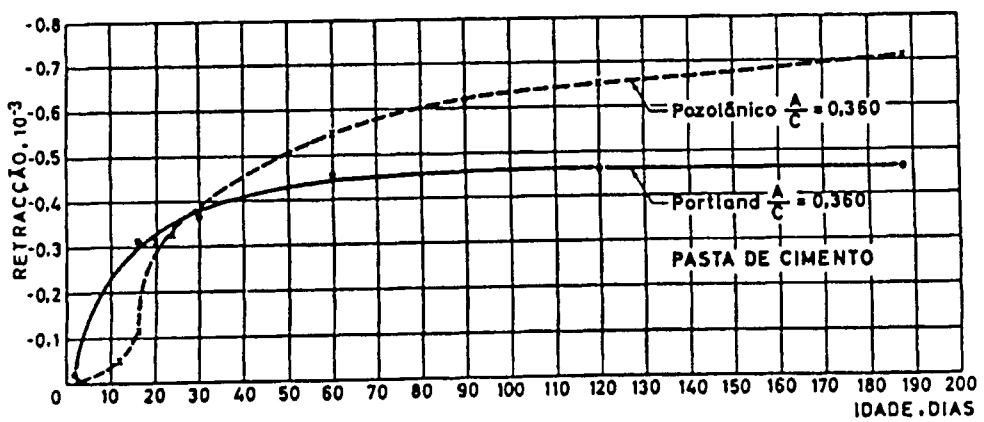


Figura 4.56 – "Variação da retracção, com o tempo, de prismas de pasta de cimento conservados sem trocas de humidade com o exterior, A/C=0,36" [250].

Nos betões em que existe pouco cimento e muita água, nas primeiras idades a pasta de cimento está em condições similares às dos provetes conservados dentro de água, devido ao excesso de água existente no betão. Com a evolução da hidratação do cimento e das cinzas que consome parte da água disponível, a expansão desaparece e dá lugar à retracção. No relatório ACI 207-1R [107] refere-se que nos casos em que ocorre expansão no betão convencional ela dá-se apenas nos primeiros 30 dias. No BCC, em que a dosagem de cimento é normalmente inferior, a expansão pode ocorrer durante um período de tempo mais longo. Quando a relação A/C é muito elevada a expansão pode até nem ser anulada porque a dosagem de água consumida na hidratação é pequena relativamente à dosagem de água presente no betão.

Na figura 4.59 apresenta-se a retracção de betões XR, GR e TR, com dosagens de ligante variáveis entre 90 kg/m3 e 190 kg/m3. Como se pode ver na figura, em todos os betões ocorreu expansão nas primeiras idades e só mais tarde é que se observou retracção. No entanto, nos betões com 90 kg/m3 de ligante (curvas XR90 e TR90), dos quais só 55 kg/m3 são cimento, mesmo a 1 ano de idade a expansão ainda não tinha sido anulada. Nos outros betões, com dosagens de ligante mais elevadas, a retracção observada a cerca de 500 dias de idade variou entre 40x10-6 a 90x10-6. Estes valores são relativamente reduzidos, tal como os que é normal encontrar nos betões convencionais de barragens.

Nos betões XR90 e TR90, com 90 kg/m^3 de ligante, a relação A/L foi de 1,36 e 1,18, respectivamente. A relação A/C nestes betões foi de, respectivamente, 2,22 e 1,93. Nestes casos a dosagem de água nos betões é muito superior à necessária para as reacções de hidratação. Mesmo a idades avançadas, quando se deu já grande parte da hidratação do cimento, o consumo de água pelos produtos da reacção é muito pequeno quando comparado com o volume de água presente no betão, mantendo-se assim elevada a humidade relativa no interior da massa de betão.

Nos betões com maior dosagem de ligante a evolução da hidratação faz com que a expansão seja anulada em idades mais jovens. Porém nestes betões, até cerca de 500 dias de idade, a retracção mantém-se em valores relativamente baixos, como se pode ver na figura 4.59.

Nos betões TR190 e GR190 o crescimento da retracção é similar. No entanto, no betão GR190, com um módulo de elasticidade mais baixo e com uma relação A/C superior, a

retracção nas idades mais avançadas é um pouco superior. A retracção do betão XR190 é inferior à retracção dos outros dois betões com 190 kg/m^3 de ligante, particularmente nas primeiras idades.

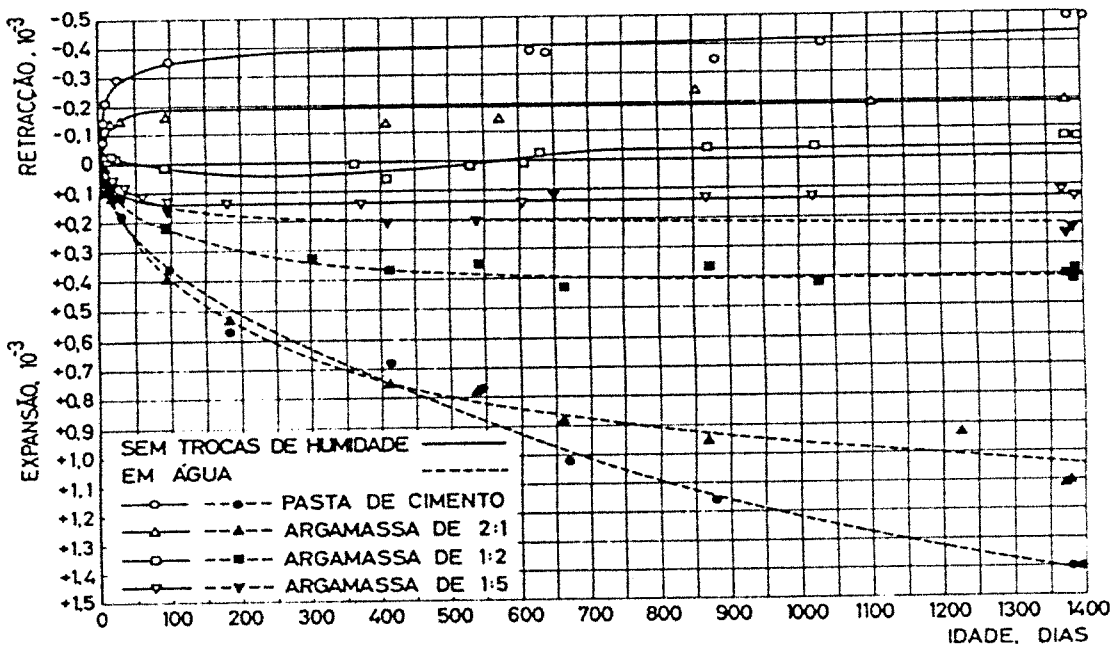


Figura 4.57 – "Retracções e expansões autogéneas (sem trocas de humidade) e dentro de água de pastas e argamassas de cimento Portland. Pasta de cimento, A/C=0,25 com 1760 kg de cimento por metro cúbico. Argamassa de 2:1, A/C=0,27, com 1300 kg de cimento por metro cúbico. Argamassa de 1:2, A/C=0,43 com 681 kg de cimento por metro cúbico. Argamassa de 1:5, A/C=0,85 com 390 kg de cimento por metro cúbico" [250].

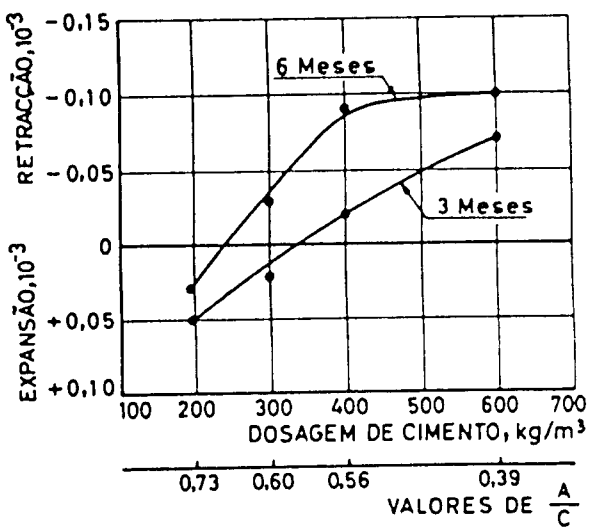


Figura 4.58 – "Variação de dimensões do betão com diferentes dosagens de cimento e de água, conservado sem trocas de humidade" [250].

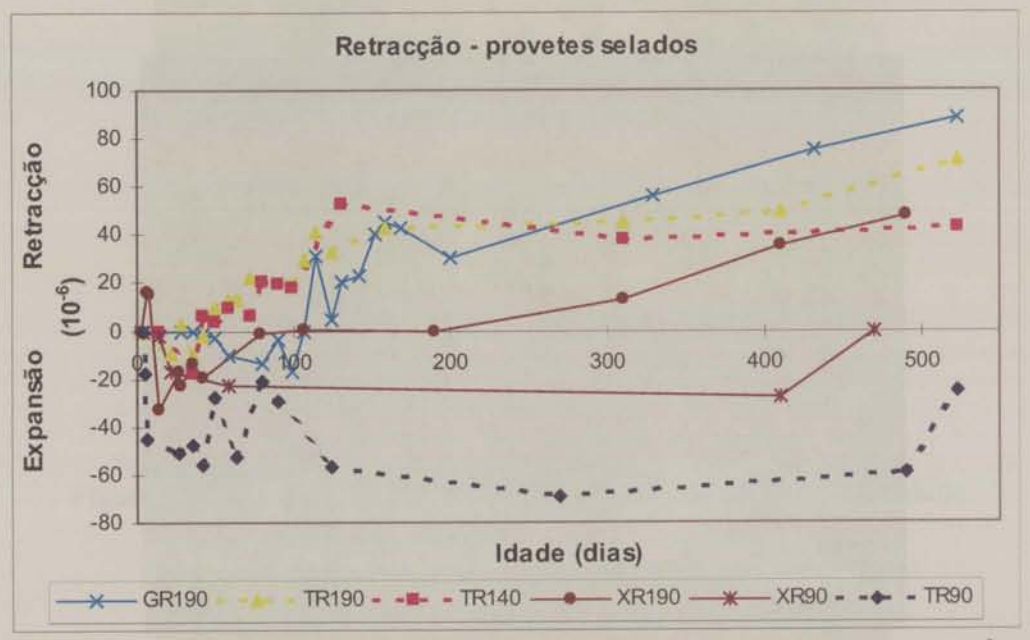


Figura 4.59 –Retracção de betões fabricados com dosagens de ligante de 90 kg/m^3 (XR90 e TR90), 140 kg/m^3 (TR140), e 190 kg/m^3 (XR190, GR190 e TR190). As extensões com sinal negativo representam expansões.

Em observação efectuada ao microscópio electrónico (MEV[1]) numa amostra do betão XR90, figura 4.60, foi detectada a presença de etringite em proporções apreciáveis. A menor retracção observada neste betão, relativamente aos betões GR190 e TR190, pode dever-se à expansão provocada pela etringite. Os inertes usados para fabricar os betões XR continham 0,02% de SO_3, que é um valor relativamente pequeno. No entanto, como no betão XR190 a dosagem de inerte é elevada e a dosagem de cimento reduzida, o teor de SO_3 no betão, não considerando os sulfatos do cimento, é de cerca de 0,5% relativamente à dosagem de ligante. Este valor corresponde ao limite máximo de SO_3 dos componentes do betão, não considerando o cimento, referido na Especificação LNEC E 373 sobre as características e verificação da conformidade de inertes para argamassas e betões. Nos betões TR190 e GR190, fabricados respectivamente com calcário e granito, não foi observada a formação de etringite em proporções significativas, como se pode ver nas figuras 4.61 e 4.62.

[1] Micróscopia electrónica de varrimento



Figura 4.60 – Aspecto do betão XR90 com 14 meses de idade. Na imagem superior observa-se etringite dispersa na pasta. Na imagem inferior observa-se um grande poro cheio de cristais de etringite.

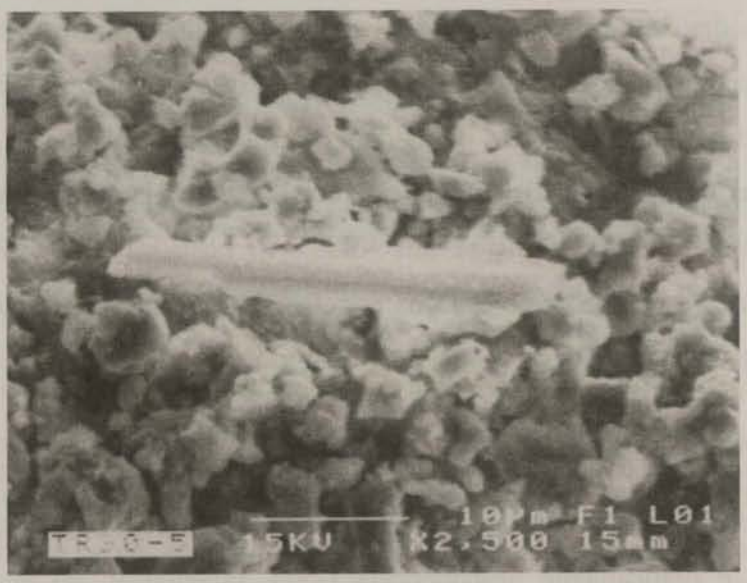


Figura 4.61 – Aspecto da pasta no betão TR90 com 16 meses de idade.



Figura 4.62 – Aspecto da pasta no betão GR90 com 10 meses de idade.

4.7 - PERMEABILIDADE À ÁGUA

Uma das propriedades mais importantes do betão compactado com cilindros (BCC), quando aplicado em barragens, é a sua permeabilidade. A necessidade destas obras serem pouco permeáveis à água exige que o betão aplicado exiba um reduzido coeficiente de permeabilidade. A passagem da água através de uma estrutura de betão pode efectuar-se por percolação nas juntas e nas fissuras ou por permeabilidade do betão. Os ensaios realizados neste trabalho e que se referem de seguida tratam apenas da permeabilidade do betão sem fissuras nem juntas.

quociente H/l entre a pressão aplicada à superfície da peça H, expressa em altura de água, e a distância l percorrida pela água.

$$\frac{Q}{A} = K\frac{H}{l} \tag{4.18}$$

Se H e l forem expressos em metros (m), A em m^2 e Q em m^3/s, então K tem as dimensões de uma velocidade e vem expresso em m/s.

Este coeficiente de permeabilidade, K, deve ser medido em elementos de pequena espessura, de preferência com menos que 10 cm, para que as condições de ensaio não se afastem demasiado das condições teóricas expressas pela equação 4.18; no entanto, como a máxima dimensão do inerte no BCC é em geral superior ou igual a 50 mm, não é possível obter amostras representativas da massa do betão utilizando provetes de pequena dimensão. Face a este condicionamento é necessário admitir que a aproximação obtida para o coeficiente de permeabilidade continua a ser aceitável para provetes com espessuras superiores a 10 cm.

O método utilizado para medir o coeficiente de permeabilidade foi o correntemente utilizado no LNEC [251] para provetes cúbicos de 20 cm de aresta, esquematizado na figura 4.63, e consiste na aplicação de uma pressão de 2,5 MPa numa das faces do provete, numa área quadrada de 10 cm de lado, e na medição do volume da água que atravessa o provete ao longo de 48 horas. Neste ensaio os provetes são impermeabilizados em toda a superfície excepto na área de aplicação da água sob pressão e na face oposta, no local de recolha da água, também numa área quadrada de 10 cm de lado. Este método não permite calcular o coeficiente de permeabilidade para betões muito densos por não se registar qualquer passagem de água no provete ao fim de 48 horas. Nestes casos mede-se o valor médio de penetração da água no provete.

Com o método utilizado não é possível medir caudais inferiores a 1 g/dia, o que corresponde a um coeficiente de permeabilidade de $9{,}2\text{x}10^{-13}$ m/s. Com betões menos permeáveis, quando o caudal é inferior a 1 g/dia, o coeficiente de permeabilidade pode ser medido em termos de profundidade de penetração. Segundo uma equação desenvolvida por Valenta [253], é possível transformar a profundidade de penetração num coeficiente de permeabilidade. Assim, considerando a expressão 4.16 generalizada para qualquer fluído viscoso escoando em qualquer direcção num meio poroso sob um gradiente de pressão i expresso por

$$i = \frac{P}{l}, \tag{4.19}$$

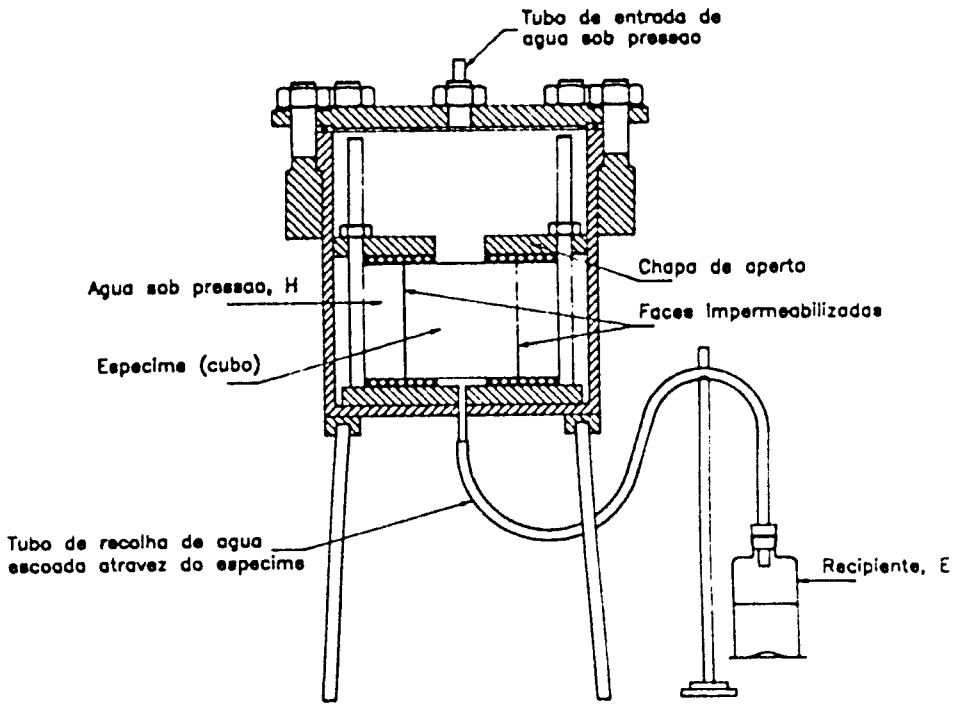


Figura 4.63 - Esquema do ensaio de permeabilidade [251].

pode escrever-se

$$v = \frac{k}{\mu}\frac{P}{l}, \tag{4.20}$$

em que k é designado por permeabilidade intrínseca do meio poroso. A pressão da água P, pode ser dada por

$$P = H\,\rho\,g\,, \tag{4.21}$$

sendo ρ a densidade da água e g a aceleração da gravidade. Então, pelas expressões 4.18, 4.20 e 4.21, vem,

$$\frac{Q}{A} = K\frac{H}{l} = \frac{k\,\rho\,g\,H}{\mu\,l}. \tag{4.22}$$

A constante k relaciona-se com o coeficiente de permeabilidade K da seguinte forma,

$$k = \frac{K\,\mu}{\rho\,g} \tag{4.23}$$

Num provete onde não se verifique passagem de água e em que a profundidade de penetração seja expressa por d_p, o caudal Q atravessado no provete no tempo t, pode ser expresso por

$$Q = A\,v\frac{\partial d_p}{\partial t}, \tag{4.24}$$

sendo ν a porosidade acessível à água no instante em que o betão está a ser atravessado pelo fluido. Esta porosidade representa o volume de poros, em percentagem do volume do betão, que vão sendo preenchidos por água durante o ensaio de permeabilidade.

Substituindo k, como definido na equação 4.23, na expressão 4.20, e igualando as expressões 4.20 e 4.24, vem

$$\int d_p \, \partial d_p = \int \frac{K P}{\nu \rho g} \partial t , \tag{4.25}$$

já que, na expressão 4.20, a profundidade l é representada agora por d_p. Fazendo as integrações e introduzindo a equação 4.21 resulta a expressão 4.26 que relaciona a profundidade de penetração d_p com a constante K,

$$d_p = \sqrt{\frac{2 K t H}{\nu}} . \tag{4.26}$$

O volume de água, V_A, que penetra no betão é dado por [254]

$$V_A = A * d_p * \nu . \tag{4.27}$$

Assim a porosidade acessível à água, ν, pode ser estimada pela expressão 4.28

$$\nu = \frac{W_{dt} - W_{at}}{A * d_p} \tag{4.28}$$

em que W_{dt} é o peso do provete depois do teste de permeabilidade e W_{at} o peso do provete antes do teste. O resultado obtido pela aplicação da expressão 4.28 é apenas um valor aproximado de ν dado que a leitura do valor de d_p é feita pelo valor médio da penetração da água numa secção do provete. Na figura 4.64 apresenta-se o perfil de penetração de água em dois provetes. Os cubos de 20 cm de aresta foram fracturados logo após o ensaio de permeabilidade e a frente de penetração de água foi assinalada a giz vermelho. O valor da penetração d_p foi determinado pela média da penetração de quatro pontos da frente de penetração.

Nas primeiras aplicações de BCC em barragens o comportamento deste material foi considerado não satisfatório devido a excessiva permeabilidade à água. Os locais onde se observaram maiores caudais de água foram as zonas fissuradas e as zonas de ligação entre camadas. Se numa barragem de BCC não for previsto um sistema de impermeabilização, além do conferido pela própria massa de betão, então é fundamental que o betão seja pouco permeável, que a zona de ligação entre camadas exiba uma permeabilidade semelhante à do betão em massa e que seja controlada a fissuração devido às tensões de tracção devidas às variações térmicas. A passagem

de um caudal elevado de água através do corpo da barragem, além dos problemas associados à não impermeabilização, pode acelerar a degradação do betão por lixiviação do hidróxido de cálcio, na presença de águas agressivas, e reduzir consideravelmente o período de vida útil da obra.

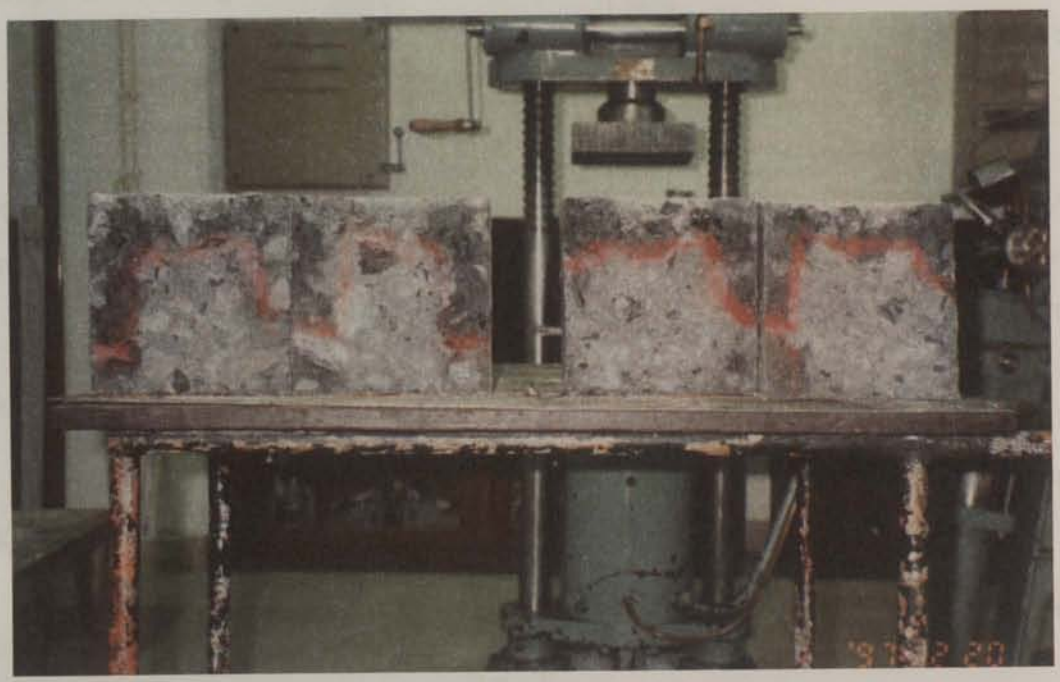


Figura 4.64.- Provetes cúbicos de 20 cm de aresta após serem sujeitos ao ensaio de permeabilidade à água. Provetes fracturados em duas metades em que se assinalou a frente de penetração de água a giz vermelho.

Com base em dados de 16 barragens de BCC Dunstan [8, 255, 256] defende que o coeficiente de permeabilidade decresce com o aumento da dosagem de ligante. Assim o autor refere que o coeficiente de permeabilidade de barragens de betão pobre situa-se entre 10^{-4} m/s e 10^{-9} m/s: nas barragens de BCC com dosagens de pasta médias, misturas similares às utilizadas para o RCD, o coeficiente de permeabilidade deve estar entre 10^{-7} m/s e 10^{-10} m/s e nas barragens com dosagens elevadas de pasta o coeficiente de permeabilidade pode variar entre 10^{-10} m/s e 10^{-13} m/s.

Andriolo [100, 109, 197] refere também que o coeficiente de permeabilidade diminui com o aumento da dosagem de ligante. Este autor divide as barragens de BCC em dois conjuntos em função da sua impermeabilidade: um deles abrange as barragens designadas por Andriolo como de 1ª geração, em que o coeficiente de permeabilidade do betão era superior ao do betão convencional; no outro estão as barragens actuais em que praticamente não existe diferença

entre a permeabilidade das barragens de BCC e a permeabilidade das barragens de betão convencional, quando ambos os betões são fabricados com a mesma dosagem de ligante.

Schrader [175], pelo contrário, defende que a variação da dosagem de ligante não altera significativamente a permeabilidade das barragens de BCC.

Na secção 3.5.2 já se abordou a variação da permeabilidade à água com a variação da composição do betão. No Quadro 4.15 apresentam-se os resultados do coeficiente de permeabilidade obtidos nos betões de referência, nos quais se pode também avaliar a influência da dosagem de ligante e do tipo de inerte.

Quadro 4.15 – Coeficiente de permeabilidade (K) dos betões de referência

Betão	K - 28d (m/s)	K - 90d* (m/s)
XR190	2,11E-10	3,37E-12
XR140	5,32E-10	1,56E-10
XR90	4,28E-09	1,69E-08
GR190	1,45E-10	1,20E-11
GR140	7,68E-10	1,68E-10
GR90	7,02E-08	3,00E-08
TR190	1,63E-12	1,03E-12
TR140	2,64E-11	1,50E-11
TR90	3,25E-10	2,22E-09

* O ensaio aos 90 dias foi efectuado nos provetes ensaiados também aos 28 dias.

Nas figuras 4.65 e 4.66 apresenta-se o coeficiente de permeabilidade, aos 28 dias e aos 90 dias, respectivamente, dos betões XR, GR e TR. Em ambas as idades o coeficiente de permeabilidade diminuiu de forma quase linear, em escala logarítmica, com o aumento da dosagem de ligante. Esta diminuição é mais acentuada aos 90 dias do que aos 28 dias. O coeficiente de permeabilidade dos betões com 90 kg/m^3 de ligante, 55 kg/m^3 de cimento e 35 kg/m^3 de cinzas, é relativamente elevado quer aos 28 dias quer aos 90 dias, situando-se entre $7x10^{-8}$ m/s e $3x10^{-10}$ m/s. Pelo contrário, os betões com 190 kg/m^3 de ligante, aos 90 dias, têm um coeficiente de permeabilidade mais reduzido, entre $1x10^{-11}$ m/s e $1x10^{-12}$.

Enquanto que nos betões com 90 kg/m^3 o coeficiente de permeabilidade não diminuiu dos 28 dias para os 90 dias de idade, nos outros betões observou-se um decréscimo deste coeficiente

com a idade em todos os betões testados. Neste caso, em que a dosagem de ligante é superior, a actividade das cinzas volantes, ao reagir com o hidróxido de cálcio, contribui para que a estrutura do betão se torne mais fechada e menos permeável. Nos betões com menor dosagem de ligante este efeito é menos acentuado, devido à menor quantidade de material a reagir. Por outro lado nos betões com menos ligante a relação A/C é muito superior e a acção das cinzas é mais lenta.

Os coeficientes de permeabilidade mais baixos foram obtidos nos betões TR, mais resistentes. No entanto, aos 90 dias, os coeficiente de permeabilidade dos betões XR e GR, fabricados com igual dosagem de ligante, não são muito superiores ao coeficiente de permeabilidade dos betões TR.

Nas figuras 4.67 e 4.68 apresenta-se a variação do coeficiente de permeabilidade à água com a relação A/L, aos 28 dias e aos 90 dias respectivamente. Em ambas as figuras observa-se que o coeficiente de permeabilidade diminui com o aumento da relação A/L e que existe uma boa correlação entre estes dois parâmetros. As três curvas de variação do coeficiente de permeabilidade com a relação A/L estão muito próximas, o que mostra que este parâmetro é um bom aferidor da permeabilidade do BCC. Nestes betões de referência, em que se manteve constante a proporção de cinzas no ligante e a consistência, a variação do tipo de inerte utilizado no fabrico do betão teve uma influência menos relevante no coeficiente de permeabilidade que a relação A/L. Apesar da alteração do tipo de inerte modificar a porosidade do betão e as características da interface entre a pasta e o inerte, a sua influência não foi muito significativa face aos resultados obtidos.

Na figura 4.69 apresenta-se a variação do coeficiente de permeabilidade com a resistência à compressão do betão. Juntamente com os resultados obtidos neste trabalho indicam-se também valores medidos em carotes de betão extraídas de barragens de BCC [10, 197, 257, 258]. Os valores do coeficiente de permeabilidade de carotes referem-se ao betão das barragens de Santa Eugénia, Erizana, Les Olivettes, Copperfield, Tamagawa, Craigbourne, Urugua-I, Rwedat, Los Morales e Upper Stillwater.

Os resultados obtidos em laboratório são da mesma ordem de grandeza ou um pouco inferiores aos observados no betão das barragens. Os resultados dos ensaios sobre o betão das

barragens apresentam uma dispersão apreciável. A dispersão observada pode ser em parte devida a diferentes métodos ou condições de ensaio. Nos betões de referência a dispersão é bastante menor, observando-se uma tendência clara de diminuição do coeficiente de permeabilidade com a resistência à compressão.

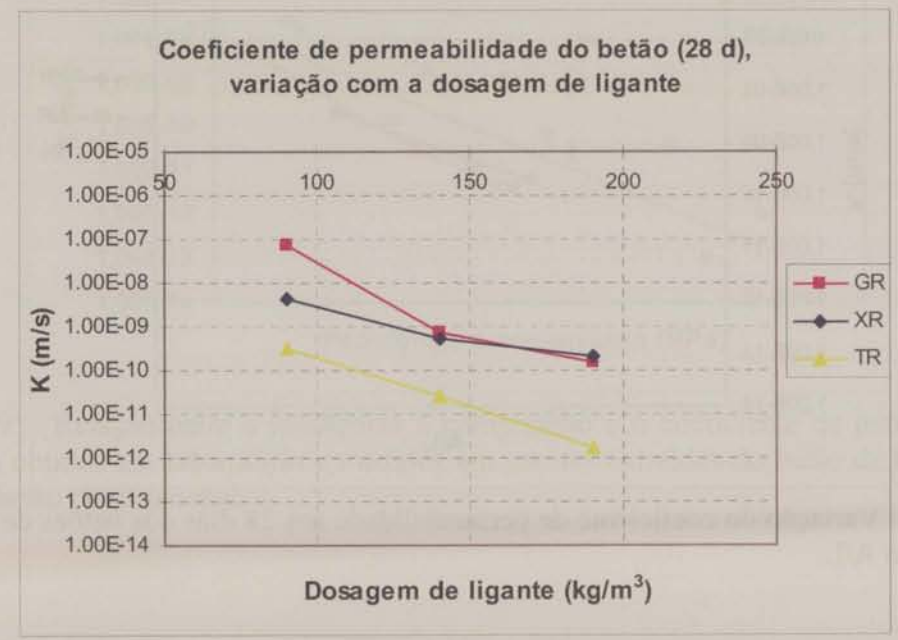


Figura 4.65 – Coeficiente de permeabilidade aos 28 dias de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

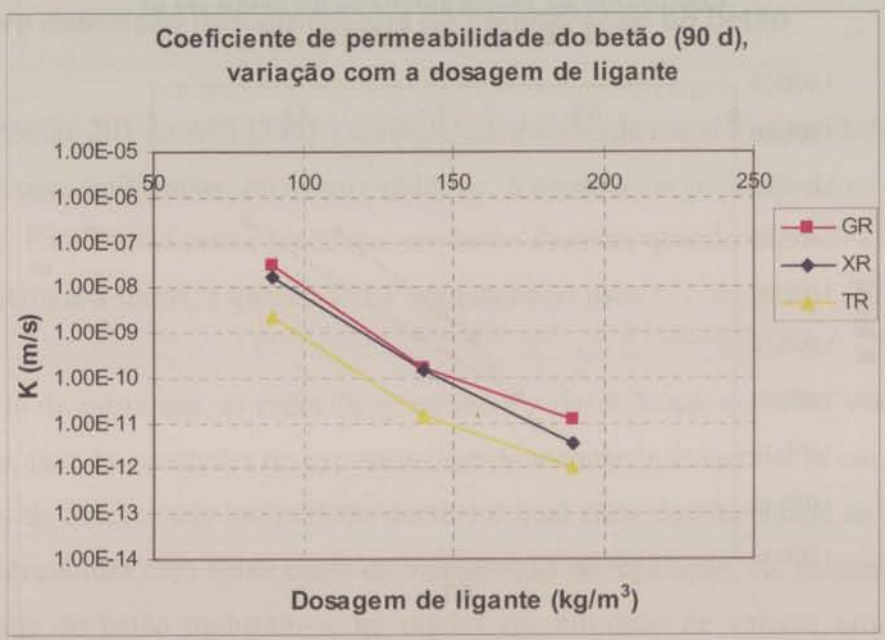


Figura 4.66 – Coeficiente de permeabilidade aos 90 dias de betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário).

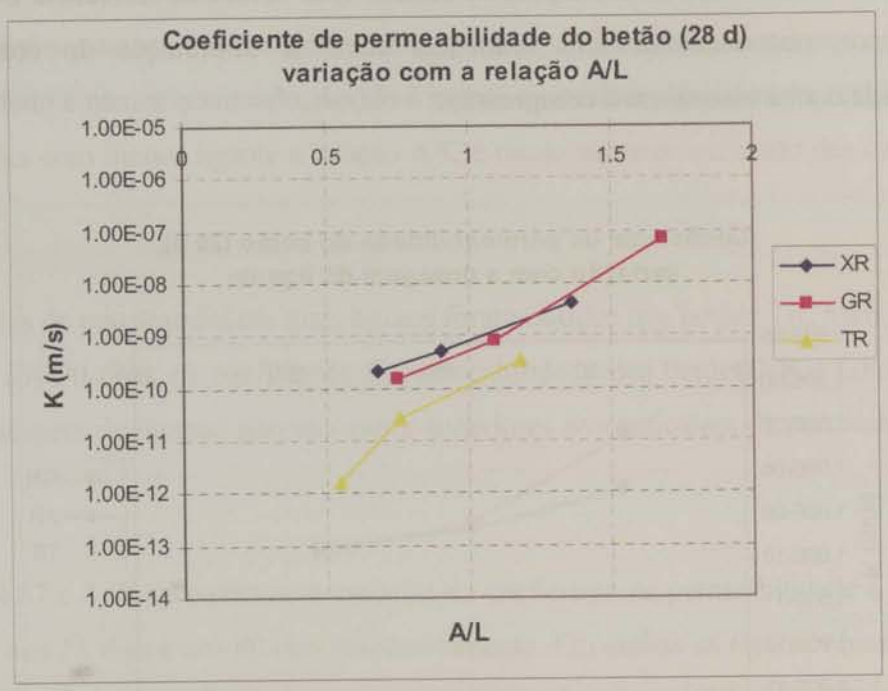


Figura 4.67 – Variação do coeficiente de permeabilidade aos 28 dias dos betões de referência com a relação A/L.

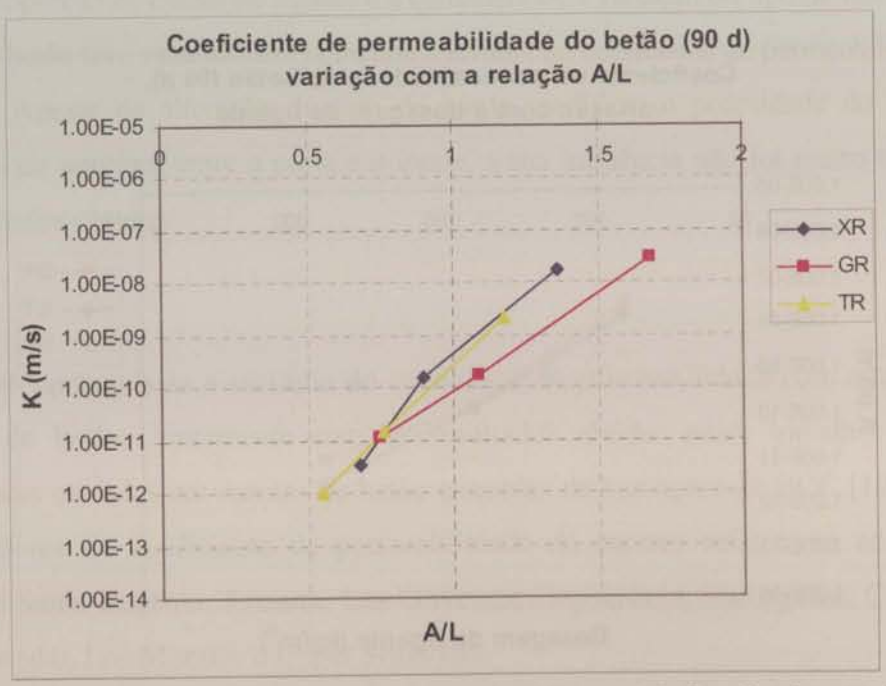


Figura 4.68 – Variação do coeficiente de permeabilidade aos 90 dias dos betões de referência com a relação A/L.

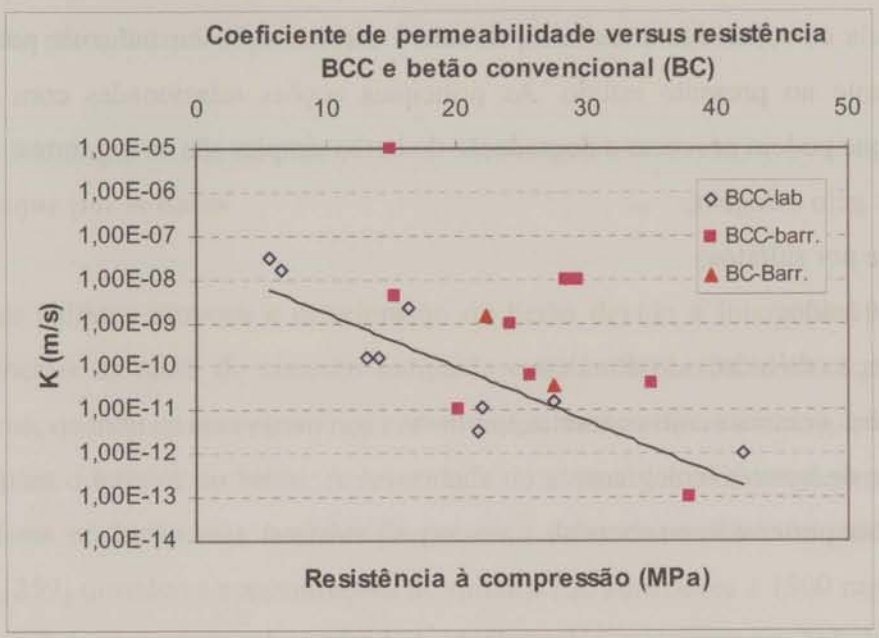


Figura 4.69 – Relação entre a resistência à compressão e o coeficiente de permeabilidade. Resultados obtidos em laboratório e medidos em carotes extraídas do betão de barragens de BCC e de betão convencional.

4.8 - DURABILIDADE

4.8.1 - Breve descrição dos processos de deterioração do betão

Segundo o comité 201 do ACI [230] a durabilidade é definida como a capacidade do material resistir às acções ambientais, ao ataque químico, à abrasão ou outro qualquer processo de deterioração. Este comité refere ainda que um betão durável, quando exposto a estas acções, mantém inalterada a forma, a qualidade e a adequação ao uso.

Num projecto de estruturas, as especificações sobre a durabilidade do betão visam obter um material que, face às condições de exposição, permita conferir às estruturas um determinado período de vida útil, ou seja um período durante o qual estas desempenham as funções para que foram concebidas com baixo custo de manutenção ou reparação. As exigências relativas à durabilidade do betão traduzem-se na prática na definição de valores limites, quer na dosagem dos constituintes, quer em características do betão.

O BCC é usado em estruturas de betão simples, pelo que a questão da degradação do betão provocada pela corrosão das armaduras, devida à carbonatação ou induzida por cloretos, é pouco relevante no presente estudo. As principais acções relacionadas com o ambiente circundante que podem provocar a degradação do betão simples são as seguintes:

- ciclos gelo e degelo;
- ataque por sulfatos;
- ataque ácido;
- lixiviação do hidróxido de cálcio;
- reacções químicas com os inertes;
- ataque de agentes biológicos;
- desgaste por erosão ou abrasão.

Todas estas acções que provocam a degradação do betão podem resumir-se em quatro formas de ataque: descalcificação, expansão; ataque aos silicatos hidratados; acção física interna ou externa.

Neste trabalho faz-se uma breve síntese sobre cada as formas de degradação descriminadas acima, com excepção do ataque por agentes biológicos e do ataque ácido, menos relevante para obras de BCC.

Neste trabalho não foram desenvolvidos ensaios específicos sobre estas diferentes formas de degradação do betão, excepto a relativa ao desgaste, cujos resultados foram apresentados na secção 4.46 do capítulo 4. Como os constituintes utilizados no BCC e no betão convencional são idênticos, a degradação deve processar-se da mesma forma nos dois tipos de betão, se estes tiverem características similares. Assim, a degradação devida ao ataque por sulfatos e a reacções químicas com os inertes dependem principalmente das características e da dosagem dos constituintes, excepto quando os agentes agressivos tiverem uma origem externa. Neste caso a porosidade do betão influenciará a velocidade de degradação. As outras formas de degradação, nomeadamente as devidas a ciclos gelo-degelo e à lixiviação do hidróxido de cálcio dependem principalmente da estrutura porosa do betão.

Assim, a avaliação da maior ou menor durabilidade do BCC pode ser efectuada com recurso a ensaios que permitam caracterizar a estrutura porosa do betão, dado esta ter influência no

iniciar e desenvolvimento das acções de degradação por agentes exteriores e condicionar a velocidade das reacções químicas internas que se desenvolvem no betão.

4.8.1.1 - Ataque por sulfatos

O ataque por sulfatos provoca a deterioração do betão devido à interacção físico-química entre os minerais da pasta de cimento hidratada e os sulfatos. Os sulfatos podem ser de origem interna, quando se encontram nos constituintes, ou de origem externa, quando migram do exterior para o interior do betão. A severidade do ataque dos sulfatos depende não só do teor de sulfatos no betão mas também da presença de outros catiões ou aniões. Segundo Mehta e al. [259] quando as concentrações de sulfatos são superiores a 1500 mg/l existe uma forte possibilidade de ocorrer o ataque dos sulfatos. Na presença de iões de hidrogénio, magnésio, amónio, cloretos, nitratos e carbonatos, o ataque dos iões de sulfato é mais severo.

O ataque por sulfatos no betão manifesta-se através de expansão, de fissuração, perda de massa e desintegração. A expansão e a fissuração está geralmente associada à formação de etringite que se produz devido à reacção entre os iões sulfato e os compostos presentes na pasta de cimento contendo alumínio.

A formação de etringite ($3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.32H_2O$) pode ser explicada da seguinte forma [260, 261]. Numa primeira fase os sulfatos e o hidróxido de cálcio combinam-se com a água para formar gesso, conforme a expressão 4.29.

$$Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 + 2\,H_2O \rightarrow CaSO_4.2H_2O + 2\,NaOH \qquad \textbf{(4.29)}$$

Quando o teor de SO_4^{2-} e Ca^{2+} na solução intersticial do betão excede a solubilidade do gesso este precipita. Numa segunda fase o gesso reage com os aluminatos do cimento e produz a etringite de acordo com as expressões seguintes: .

$$3CaO.Al_2O_3.CaSo_4.18H_2O + 2(CaSo_4.2H_2O) + 10H_2O \rightarrow 3CaO.Al_2O_3.3CaSo_4.32H_2O \qquad \textbf{(4.30)}$$

$$4CaO.Al_2O_3.19H_2O + 3(CaSo_4.2H_2O) + 8H_2O \rightarrow 3CaO.Al_2O_3.3CaSo_4.32H_2O + Ca(OH)_2 \qquad \textbf{(4.31)}$$

O fenómeno expansivo que ocorre com a formação de etringite não está completamente esclarecido, existindo várias teorias sobre o assunto [259 a 262]. Entre elas, duas explicam o desenvolvimento de pressões internas no betão, que podem conduzir à sua deterioração, pela formação de etringite sem dissolução dos aluminatos ou por adsorção de água pela etringite

de natureza mal cristalizada. Ambas as teorias consideram fundamental que a etringite se forme em soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio.

A reacção entre a alumina e o sulfato no betão, no entanto, pode dar-se sem expansão se a concentração de hidróxido de cálcio for reduzida. Neste caso a etringite forma-se por um processo de solubilização-cristalização com uma estrutura cristalina bem definida e sem ocorrer expansão [263].

Quando o betão é sujeito a temperaturas elevadas, ao fim de alguns anos pode ocorrer a formação de etringite mesmo se o teor de sulfatos no betão não for muito elevado. A este tipo de ataque por sulfatos designa-se DEF, que deriva de "Delayed Ettringite Formation". Este fenómeno pode também ocorrer nos betões em massa quando as temperatura nas primeiras idades, devido ao calor de hidratação, são muito elevadas.

Em condições especiais, nomeadamente em ambientes frios e húmidos e na presença de iões carbonato, pode ocorrer a formação da taumasite [260, 261], que envolve a destruição dos silicatos de cálcio hidratados da pasta de cimento. Para a formação da taumasite não é necessária a existência de alumínio porque as reacções químicas processam-se entre os sulfatos e os silicatos de cálcio hidratados.

Para além da formação de etringite e da taumasite, os produtos da hidratação do cimento, quando estão expostos a um prolongado ataque de uma solução agressiva de sulfatos, como por exemplo $MgSO_4$, geralmente contêm gesso que se forma como resultado da progressiva decomposição dos hidróxidos de cálcio e dos silicatos de cálcio hidratados [259]. A decomposição dos principais constituintes da pasta de cimento portland traduz-se na redução da rigidez e da resistência e pode conduzir à perda de coesão do material.

Além da deterioração do betão devido ao desenvolvimento destas reacções químicas devidas aos sulfatos, a acção física da cristalização dos sais de sulfatos nos poros do betão pode também resultar na degradação do betão [230, 264, 265]. A acumulação de sais de sulfatos no betão, devido a ciclos de molhagem de água com sulfatos e evaporação da água, pode atingir o nível de saturação e levar à precipitação desses sais.

Em geral a substituição de parte do cimento por pozolanas melhora a resistência dos betões e das argamassas ao ataque dos sulfatos. Ainda não está completamente esclarecido a que é que se deve esta melhoria. Alguns investigadores [259] referem que a finura do ligante se correlaciona bem com a expansão provocada pelos sulfatos. Assim as pozolanas mais finas são mais adequadas para controlar aquela expansão.

O melhor desempenho, relativamente ao ataque pelos sulfatos, dos betões com cinzas volantes pode ser atribuído, em parte, à continuada reacção das cinzas com os hidróxidos para formar silicatos de cálcio hidratados, devido às propriedades pozolânicas das cinzas. Estes silicatos além de consumirem os hidróxidos, necessários à formação de etringite, enchem os poros capilares da pasta de cimento, reduzindo o ingresso de sulfatos do exterior [129].

O uso de relações A/C reduzidas e a introdução de sílica de fumo ou de escórias de alto forno aumentam também a resistência dos betões ao ataque dos sulfatos. Segundo Mehta [259] os resultados da investigação mais recente sobre o ataque por sulfatos sugerem que a diminuição da porosidade do betão é o parâmetro mais importante no controlo destas reacções expansivas. Assim as adições e os superplastificantes aumentam a resistência dos betões ao ataque por sulfatos provindos do exterior devido principalmente ao efeito de diminuição da porosidade e da permeabilidade.

A agressividade do meio devida aos sulfatos aparece normalmente associada a águas de contacto ou ao solo envolvente. A classificação dessa agressividade é geralmente feita em termos de concentração de sulfatos, de outros iões agressivos e do pH. As recomendações sobre a composição que o betão resistente aos sulfatos deve exibir são principalmente relativas aos teores de C_3A e C_4AF do cimento e ao teor de SO_3 do cimento e demais constituintes. Podem encontrar-se classificações de agressividade e recomendações para resistir ao ataque dos sulfatos em várias publicações, nomeadamente na norma NP ENV 206, na especificação LNEC E 378 ou nos relatórios ACI 201.2R e ACI 318-33.

Embora a composição química do cimento seja importante no controlo destas reacções expansivas, nomeadamente o teor de C_3A, podem obter-se excelentes resistências aos sulfatos, em condições moderadamente agressivas, diminuindo a relação A/C através da utilização de superplastificantes.

O betões não são capazes de resistir ao contacto com soluções de sulfatos ácidas muito concentradas. Mesmo a utilização de relações A/C muito reduzidas e a introdução de adições minerais muito activas não é suficiente para impedir o processo de degradação do betão, porque os produtos de hidratação do cimento não são estáveis a pH inferior a 8,8.

A reacção expansiva devida à formação de trissulfoaluminato de cálcio (etringite) pode dar-se sem a participação da alumina do cimento. Se o inerte tiver alumina reactiva pode formar-se também etringite. Em estudos realizados no LNEC [266] constatou-se que provetes de granito alterado, mergulhados numa solução de sulfatos, ou em água do mar, saturada de hidróxido de cálcio, apresentavam ao fim de alguns meses expansões apreciáveis e desintegravam-se facilmente. A análise por difracção de raios X comprovou a formação de etringite.

4.8.1.2 - Reacções álcalis-inerte

As reacções álcalis-inerte são reacções químicas que se desenvolvem entre constituintes reactivos dos inertes e os iões alcalinos e hidroxilos presentes na solução intersticial da pasta de cimento que podem causar a fissuração e o destacamento do betão e, nos casos extremos, o colapso da estrutura. Entre as reacções álcalis-inerte encontram-se as reacções álcalis-sílica, as reacções álcalis-sílicato e as reacções álcalis-carbonato [267].

Para que a reacção álcalis-inerte ocorra é necessário que se verifiquem as seguintes condições [259, 260, 267, 268]: uma certa quantidade de inertes reactivos; elevada concentração de OH^- e álcalis na solução; suficiente humidade para se dar a reacção.

Os inertes potencialmente reactivos são aqueles que têm formas de sílica reactiva [263, 267, 269, 270, 271] ou certos calcários dolomíticos [272]. Determinadas características do inerte tais como o teor em minerais reactivos, o estado de alteração da rocha e a sua porosidade determinam o seu grau de reactividade.

A presença de água ou humidade é necessária para que ocorram algumas das reacções envolvidas no processo pelo que a diminuição da humidade relativa é uma das vias que permitem o controlo da progressão destas reacções. Com uma humidade relativa baixa a

reacção pode ficar inibida ou a absorção de água pelo gel não é suficiente para provocar forças que originem a fissuração. Outros factores que influenciam as reacções álcalis-sílica são a temperatura e o teor em sais dissolvidos na água em contacto com o betão. Como exemplos a temperatura intervém na cinética da reacção e a água no fornecimento de iões necessários às reacções.

Existem estudos [259, 273, 274, 275] que mostram que o uso de certas adições no betão fazem com que a expansão devido à reacção álcalis-inerte seja menor. Por exemplo a reacção entre a sílica das cinzas volantes e os hidróxidos alcalinos consomem álcalis, reduzindo os disponíveis para as reacções expansivas com os inertes reactivos, podendo diminuir ou eliminar as expansões que deterioram o betão [129].

Assim, no BCC o problema da fissuração do betão devido à expansão provocada pela reacções entre os inertes e os álcalis pode não ser tão gravoso quando se usam adições, particularmente dosagens elevadas de cinzas volantes ou de escórias de alto-forno. Por outro lado como no BCC se usam pequenas dosagens de cimento a fonte de hidróxidos é reduzida. Em contrapartida se o betão for mais permeável existem melhores condições para que a reacção álcalis-inerte se desenvolva.

4.8.1.2.1 - Reacção álcalis-sílica

A reacção álcalis-sílica é o tipo de reacção mais comum entre as reacções álcalis-inerte. Esta reacção ocorre entre certas formas de sílica reactiva, possuindo uma estrutura mais ou menos desordenada, e por isso instável num meio de elevado pH, e os iões alcalinos (Na^+ e K^+) e hidroxilos presentes na solução intersticial da pasta de cimento [267].

O mecanismo da reacção álcalis-sílica consiste essencialmente na neutralização dos grupos silanol ácidos (≡Si-OH) [267, 274, 276]

$$\equiv Si-OH+OH^-+Na^+\{K^+\}\rightarrow\equiv Si-O^- -Na^+\{K^+\}+H_2O \qquad \textbf{(4.32)}$$

Se após a neutralização existir ainda um excesso de NaOH (ou KOH) dá-se o ataque dos iões hidroxilo à forte ligação Si-O-Si, representado pela expressão 4.33. A carga negativa criada pela quebra da ligação Si-O é satisfeita pelos iões Na^+ ou K^+.

$$\equiv Si-O-Si+2NaOH\{KOH\}\rightarrow 2\equiv Si-O^- -Na^+\{K^+\}+H_2O \qquad \textbf{(4.33)}$$

Uma das teorias para explicação da fissuração devida à reacção álcalis-sílica atribui ao aumento de volume, provocado pela absorção de água do gel, a responsabilidade do desenvolvimento de tensões de tracção elevadas no betão [168, 267, 277]. Outra teoria [277] explica a ocorrência de fissuração pela excessiva acumulação de produtos da reacção junto dos inertes. Esta acumulação seria causada pela impossibilidade dos silicatos de sódio e potássio, que são produtos da reacção, migrarem do inerte para a pasta devido à acção dos iões de cálcio. Estes iões de cálcio, localizados na interface cimento-inerte, dificultariam a saída dos produtos da reacção, precipitando sob a forma de um gel de silicatos de cálcio alcalinos. A forças de expansão seriam assim devidas ao desequilíbrio entre a entrada de iões hidroxilo e a saída de sílica dissolvida no grão reactivo do inerte.

Uma explicação recente para a expansão [274] é baseada na teoria da dupla camada ("Double-Layer theory"). Segundo esta teoria os catiões Na^+ (ou K^+) da expressão 4.32 são rapidamente ionizados porque, ao contrário de H^+, não podem formar ligações fortes com o oxigénio e são mais facilmente hidratados. Assim, da reacção álcalis-sílica formar-se-ia uma suspensão coloidal com as partículas de sílica, tendo uma forte carga negativa, e os catiões alcalinos, formando uma dupla camada eléctrica de iões de sinal contrário. Neste caso o campo eléctrico criado entre as partículas provocaria um gradiente de pressão que podia atingir 10,3 MPa.

4.8.1.2.2 - Reacção álcalis-carbonato

No betão fabricado com calcário dolomítico podem ocorrer reacções entre os álcalis e o carbonato. Essas reacção pode ser expressa da seguinte forma [272]:

$$CaMg(CO_3)_2 + 2Na\{K\}OH \rightarrow Mg(OH)_2 + CaCO_3 + Na\{K\}_2CO_3 \qquad \textbf{(4.34)}$$

$$Na\{K\}_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow 2Na\{K\}OH + CaCO_3 \qquad \textbf{(4.35)}$$

O Na_2CO_3, produzido na 1ª reacção, reage com o hidróxido de cálcio, regenerando os álcalis e fazendo prosseguir a reacção. Segundo W. C. Hansen [278] a expansão pode ser devida ao aumento de volume provocado pela cristalização do carbonato de sódio,

$$Na_2CO_3 + 10H_2O \rightarrow Na_2CO_3 \cdot 10H_2O. \qquad \textbf{(4.36)}$$

Mais recentemente foram elaboradas outras explicações mais complexas para os fenómenos expansivos [259, 260, 272, 279]. A expansão associada à reacção álcalis-carbonato pode ser devida à absorção de iões hidroxilo pelos minerais de argila presentes no inerte como

inclusão nos cristais de carbonato [260]. Segundo Tang e al. [259] a água, os álcalis e os iões hidroxilo penetram no inerte através da rede de argila e reagem com os cristais de dolomite. Assim, as reacções expansivas poderiam ser devidas, entre outros factores, a pressões hidráulicas causadas pela migração em espaços restritos de moléculas de água e de iões resultantes de desdolomitização e pela pressão de cristalização dos cristais de brucite $Mg(OH)_2$.

O uso de cimentos com baixo teor em álcalis não é eficaz para o controlo destas reacções expansivas. Como se viu a reacção do carbonato de sódio com a portlandite regenera os álcalis o que pode ser a causa da ineficiência referida do uso de cimentos com baixo teor em álcalis.

4.8.1.3 - Perda do hidróxido de cálcio

Os compostos do cimento portland hidratado só são estáveis em contacto com soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio [280]. Quando os poros do betão são percorridos por um líquido com capacidade para reagir com o hidróxido de cálcio este vai desaparecendo progressivamente do interior dos poros, diminuindo o pH da solução. A este fenómeno dá-se o nome de lixiviação do hidróxido de cálcio.

Quando o pH da solução de contacto com os silicatos e aluminatos de cálcio hidratados decresce estes compostos vão-se decompondo. As reacções envolvidas na decomposição dos silicatos de cálcio hidratados podem ser representadas do seguinte modo [280],

$$2(2CaO.SiO_2.4H_2O)+nH_2O=3CaO.2SiO_2.nH_2O+Ca(OH)_2 \quad \textbf{(4.37)}$$

$$3CaO.2SiO_2.mH_2O+H_2O=2(CaO.SiO_2.mH_2O)+Ca(OH)_2 \quad \textbf{(4.38)}$$

$$CaO.SiO_2.mH_2O+H_2O=SiO_2+Ca(OH)_2+mH_2O \quad \textbf{(4.39)}$$

$$\downarrow$$

Os silicatos e aluminatos hidratados originam assim geles de sílica e de alumina sem propriedades ligantes conduzindo à destruição do betão. Esta degradação dá-se tanto mais rapidamente quanto maior for o caudal de líquido agressivo que percorre o provete.

No BCC quando a ligação entre camadas é deficiente e existe uma passagem de água nesta zona do betão da barragem, surge na face de jusante a precipitação de carbonato de cálcio com cor esbranquiçada que é visível a olho nu. Se o caudal atravessado for elevado e se a água for muito agressiva, com pH reduzido, então a capacidade resistente da ligação pode ao fim de algum tempo ser muito reduzida devido à lixiviação do hidróxido de cálcio e à decomposição dos silicatos no betão. No betão em massa, quanto mais poroso e mais permeável é o betão maior é a possibilidade de degradação por lixiviação, em presença de águas agressivas. Estes fenómenos podem ser particularmente gravosos no BCC devido à reduzida dosagem de cimento presente.

Quando a ligação entre camadas é bem executada e a porosidade do betão reduzida, a resistência do BCC à lixiviação pode até ser superior à resistência do betão convencional, porque contém elevadas dosagens de pozolanas que fixam o hidróxido de cálcio.

4.8.1.4 – Ciclos gelo-degelo

Os ciclos de gelo-degelo provocados por variações de temperatura podem causar a degradação e o destacamento do betão superficial devido à acção física de cristalização da água. Este fenómeno dá-se nos locais onde durante o ano é frequente existirem temperaturas inferiores a 0° C. No nosso país os locais onde isso pode suceder e onde existem estruturas de betão são muito poucos. Por este motivo a degradação do betão devido ao gelo-degelo não é, em Portugal, muito relevante. No entanto, os efeitos dos ciclos gelo-degelo devem ser tidos em conta sempre que as condições de temperatura do local o justifiquem.

No betão convencional a resistência ao gelo-degelo é melhorada pela incorporação de adjuvantes introdutores de ar que, através da criação de pequenas bolhas de ar, permitem que a expansão provocada pela cristalização da água seja acomodada naqueles pequenos espaços, sem desenvolver tensões elevadas no betão. Os adjuvantes introdutores de ar nem sempre são eficazes no BCC porque o betão pode ser demasiado seco para que se possa formar na pasta uma rede de pequenos poros.

Uma forma de melhorar o efeito dos adjuvantes introdutores de ar no betão é fazer, durante o fabrico do betão, uma mistura prévia com a pasta de cimento, o adjuvante e parte do inerte grosso [25, 281]. Como as bolhas de ar se formam durante o fabrico do betão, ao efectuar

uma pré-mistura apenas com uma pequena parte dos inertes grossos existe uma maior energia disponível para criação dessas bolhas, devido ao menor atrito entre partículas grossas.

A dificuldade em obter um BCC resistente ao gelo-degelo está relacionada com a reduzida dosagem de pasta deste betão. O BCC quando é fabricado com pouca pasta é muito seco, contém maior volume de vazios e é menos homogéneo que o betão convencional, devido à maior dificuldade de preenchimento e dispersão da pasta entre as partículas dos inertes. Os vazios não são eliminados durante a compactação devido à grande dificuldade de migração da pasta, pouco fluída, para os pequenos canais existentes entre as partículas da areia e para as zonas localizadas sob as partículas mais alongadas dos inertes. Estes vazios podem ter dimensões apreciáveis e em geral têm uma forma irregular.

Quando os vazios do betão estão interligados a resistência ao gelo-degelo é fraca porque os vazios ficam rapidamente saturados na presença de água. Todavia, quando os vazios não formam uma rede de poros interligada, o BCC pode exibir uma boa resistência ao gelo--degelo. Como a resistência ao gelo-degelo depende do espaçamento entre poros, e em menor grau da forma dos poros, os vazios não expulsos durante a compactação podem contribuir para melhorar esta propriedade do BCC, desde que estejam uniformemente dispostos na massa do betão. Como o volume de vazios não é controlado, a resistência ao gelo-degelo do BCC pode ser muito diferente consoante o tipo de mistura e a energia de compactação aplicada.

Em barragens de BCC, quando não é possível obter um BCC resistente ao gelo-degelo, pode ser previsto, no dimensionamento da estrutura, uma espessura adicional de betão, considerada não resistente para efeitos de cálculo, e que servirá como camada protectora do betão interior. Em alternativa, pode ser prevista a colocação de uma camada de betão convencional a envolver a massa de BCC.

Nos betões com elevadas dosagens de ligante os adjuvantes introdutores de ar permitem melhorar a resistência ao gelo-degelo. Quando se utilizam estes adjuvantes é possível criar um adequado sistema de poros que permitem ao betão resistir a repetidos ciclos de gelo-degelo. Michel Pigeon e V. M. Malhotra, num trabalho sobre a resistência ao gelo-degelo de BCC com elevada dosagem de cinzas volantes [282], mostraram que, com base em testes efectuados de acordo com a especificação ASTM C 666, aqueles betões têm uma excelente resistência a

repetidos ciclos gelo-degelo, desde que se usem adjuvantes introdutores de ar. No entanto, segundo os autores, para atingir aquele objectivo é necessário modificar a normal sequência da mistura dos materiais na betoneira. Uma parte substancial da fracção grossa dos inertes, cerca de 2/3, só deve ser introduzida na amassadura após algum tempo de mistura da argamassa com cerca de 1/3 dos inertes grossos. Este procedimento deve permitir aumentar a possibilidade de se formarem vazios com forma esférica no betão.

No âmbito de um projecto de investigação sobre pavimentos de BCC [278, 283] foi construído, em 1990, um pavimento experimental que serviu para avaliar a resistência ao gelo--degelo de diferentes composições de betão, com dosagens de ligante variáveis entre 250 kg/m^3 e 360 kg/m^3, umas com adjuvantes introdutores de ar, 1 l/m^3, e outras sem estes adjuvantes. Nesse trabalho, apesar da elevada dosagem de introdutor de ar usada, as observações ao microscópico realizadas indicaram que o betão não continha bolhas de ar de forma esférica. Foram efectuados também ensaios de gelo-degelo de acordo com a norma ASTM C 672. Ao fim de 50 ciclos de gelo-degelo, a perda de massa na maioria dos provetes de betão foi superior a 1 kg/m^2, valor relativamente elevado. Os autores referem, no entanto, que alguns pavimentos de BCC resistiram ao gelo-degelo e que se determinadas condições forem satisfeitas, nomeadamente uma compactação adequada e o uso de membranas de cura, crescem as possibilidades de o betão resistir a esta acção.

No betão da barragem de BCC de Lake Robertson [196] o uso de adjuvantes introdutores de ar fez aumentar a resistência ao gelo-degelo.

No presente trabalho não foram desenvolvidos ensaios laboratoriais sobre esta propriedade do BCC.

4.8.2 – Características da estrutura porosa do BCC

As preocupações sobre o comportamento a longo prazo dos betões têm vindo a crescer, dando ênfase a ensaios expeditos que possam avaliar a durabilidade do betão. O reconhecimento de que os ensaios de resistência às tensões por si só são insuficientes para qualificar a durabilidade do betão torna necessário que se estabeleçam outros ensaios que tenham uma ligação mais directa com os mecanismos de deterioração.

Como se referiu, a porosidade do betão é um factor que influência a maior parte dos processos de degradação do betão. Efectivamente, quase todos os fenómenos que conduzem a deterioração do betão estão fortemente relacionados com a sua estrutura porosa [284, 285]. Mesmo quando estão reunidas as condições para que a degradação se inicie, a progressão dessa deterioração será tanto mais lenta quanto menor for a porosidade do betão. Nos casos em que a degradação se deve à entrada no betão de agentes exteriores agressivos, a porosidade tem uma importância acrescida porque, quando o betão é muito pouco poroso, pode evitar que as reacções que provocam a deterioração se desenvolvam a níveis prejudiciais.

As formas de deterioração do betão descritas na secção 4.8.1, as mais usuais no betão em massa, são comuns ao betão convencional e ao BCC. Apesar de existirem diferenças na composição dos dois tipos de betão, que pode alterar o processo de degradação, a porosidade é sempre um aspecto importante na avaliação da durabilidade. Assim, a medição de propriedades relacionadas com a estrutura porosa do betão permite avaliar de forma indirecta a sua maior ou menor susceptibilidade para a deterioração, quer no betão convencional quer no BCC.

A elevada dosagem de cinzas no ligante que, em geral, se utiliza no fabrico de BCC tem vantagens para a durabilidade da estrutura, não só porque refina a porosidade do betão mas também porque, devido à actividade pozolânica, as cinzas combinam-se com o hidróxido de cálcio e com a água para formar silicatos de cálcio hidratados, reduzindo o risco de ataque químico.

Como a durabilidade do betão está relacionada com a estrutura porosa e com a resistência à penetração dos agentes agressivos do meio ambiente, a impermeabilidade do betão aos líquidos ou aos gases pode servir assim como critério para classificar a sua durabilidade. Os ensaios de permeabilidade à água, além de poderem modificar a estrutura porosa do betão, quando a pressão aplicada é muito elevada, e assim afectar a reprodutibilidade [285], são pouco sensíveis à variação da dimensão dos poros de menor dimensão, que são também relevantes nos mecanismos de entrada dos agentes exteriores agressivos. Existem porém ensaios mais sensíveis à variação da porosidade do betão, nomeadamente os que se realizaram neste trabalho: permeabilidade ao oxigénio; absorção capilar; porosidade à pressão

atmosférica; observação microscópica. Outros métodos, como por exemplo a medição da porosidade por porosímetro de mercúrio ou a porosidade no vácuo, ou ainda ensaios de absorção à água ou de permeabilidade ao ar, que não foram objecto do trabalho, podem também ser utilizados para a caracterização da estrutura porosa do betão.

O BCC, tal como o betão convencional, no estado endurecido é composto principalmente por partículas de ligante anidro, aluminatos e silicatos de cálcio hidratados, uma solução intersticial saturada de hidróxido de cálcio e por partículas de inerte. De seguida apresentam-se alguns aspectos da microestrutura dos betões de referência obtidos por observação ao microscópio electrónico. As imagens referem-se aos betões com menor dosagem de ligante, que são os que podem diferir em maior proporção dos betões convencionais.

A figura 4.70 é uma imagem da interface entre a pasta e o inerte do betão XR90 com 14 meses de idade, fabricado com xisto e com 90 kg/m^3 de ligante, numa escala relativamente reduzida (x100). Na zona da interface existe uma descontinuidade bem visível, com uma dimensão de alguns micrómetro. Nas restantes zonas o inerte e a pasta apresentam um aspecto mais denso. Como atrás se referiu os xistos utilizados neste betão tinham um índice volumétrico baixo o que pode ter contribuído para a formação de poros na interface entre a pasta e o inerte, devido à acumulação de água sob as partículas alongadas.

Na figura 4.71, do mesmo betão XR90, a imagem está numa escala com maior ampliação (x1000). Nesta imagem é possível observar que a estrutura de silicatos hidratados (CSH) apresenta uma porosidade apreciável. O betão XR90 contém apenas 55 kg/m^3 de cimento, que é uma dosagem relativamente pequena para garantir o fornecimento de produtos de hidratação para toda a massa de betão. Assim, nalgumas zonas existe défice de produtos hidratados que tornam a estrutura do BCC mais porosa.

Nos betões com uma dosagem de ligante reduzida, como é o caso do betão XR90, a falta de elementos finos, para preencher os espaços entre as partículas da areia e dos inertes grossos, é compensada pela inclusão de dosagens elevadas de fíler. Se por um lado o fíler permite colmatar os espaços, como se pode observar na figura 4.71, pode também, nos betões em que existe muito pouco cimento, tornar a massa mais heterogénea devido à existência de bolsas com excesso de água e de fíler e falta de cimento.

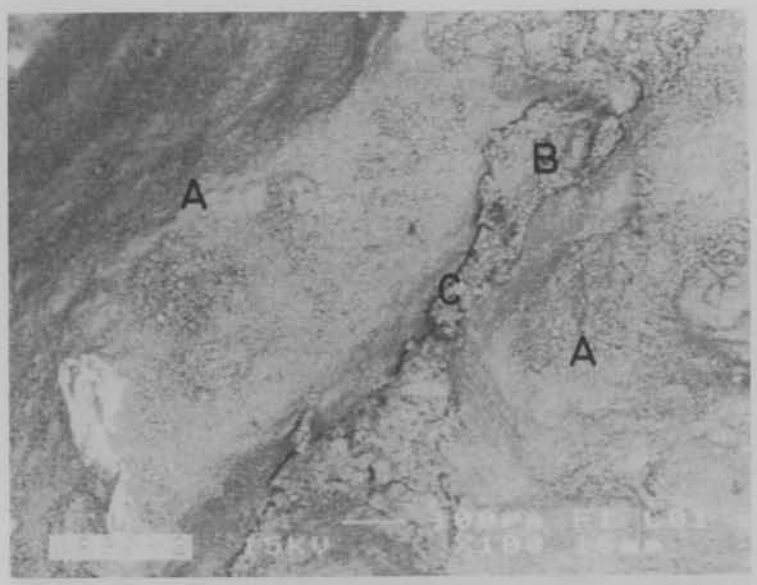


Figura 4.70 – Aspecto da interface entre a pasta e o inerte no betão XR90 (x100). A - partícula de inerte; B – pasta; C – zona de interface com descontinuidade.

Na figura 4.72 mostra-se uma imagem do betão XR90 numa escala muito ampliada (x3000) em que se vêm duas partículas de cinza com um diâmetro de cerca de 15 μm praticamente ainda intactas. É principalmente devido à reacção destas partículas, que não reagem nas primeiras idades, que o crescimento da resistência à compressão do betão com cinzas é mais elevado a idades tardias, e que ao longo do tempo a estrutura do betão se torne mais fechada e menos porosa.

No mesmo betão pode ver-se, na figura 4.73 (x 1500), uma partícula de cinza com cerca de 50 μm em que quase toda a superfície já reagiu. Na figura 4.74 (x 2000) observa-se partículas de cinza que já reagiram totalmente ao lado de partículas de cinza completamente intactas. Nesta última figura vê-se também etringite no interior de um grande poro.

Na figura 4.75 apresenta-se um aspecto da interface entre a pasta e o inerte grosso do betão TR90 com 16 meses de idade (x 100). A ligação entre a pasta e o inerte não apresenta visível uma descontinuidade na massa. As partículas arredondadas da areia encontram-se bem distribuídas na pasta. Esta imagem está todavia numa escala reduzida. Na figura 4.76 a interface é apresentada numa escala maior (x 1500). Nesta imagem distingue-se a zona de transição entre a pasta e o inerte através de uma linha que separa o inerte calcário, à esquerda na imagem, da pasta de cimento, à direita. No entanto, a espessura dessa linha é

relativamente reduzida o que evidencia que existe uma boa ligação. Neste betão a estrutura de produtos hidratados é mais densa que a observada no betão XR90.

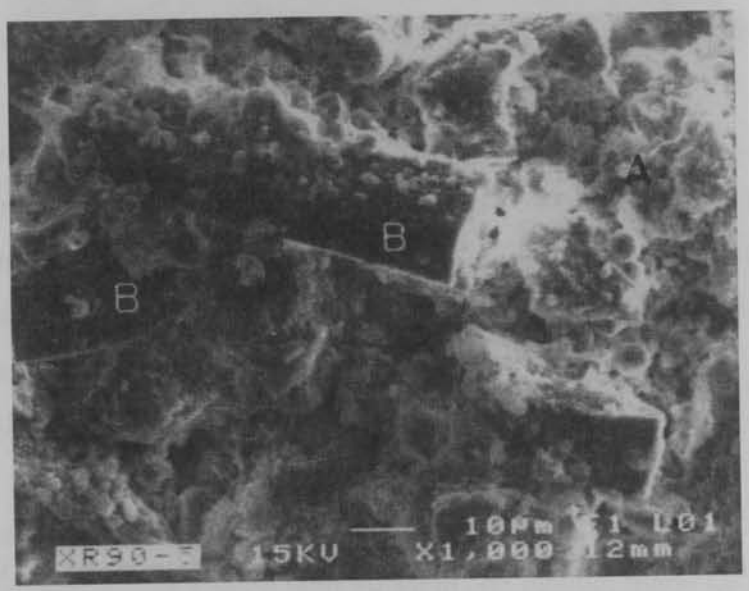


Figura 4.71 – Aspecto da pasta no betão XR90 (x1000). A - CSH; B – partícula de filer.



Figura 4.72 – Partículas de cinza no betão XR90 com 14 meses de idade (x3000).

Na figura 4.77 apresenta-se uma imagem da interface entre a pasta e o inerte do betão GR90 com 10 meses de idade (x100). A ligação entre a pasta e o inerte (assinalada pela letra D) surge de forma mais contínua que no betão XR90, apesar de ocorrerem alguns defeitos em resultado da preparação da amostra, mas a porosidade é maior que no betão TR90. Na figura 4.78 (x600), do mesmo betão, pode observar-se uma partícula de mica do filer que surge em

forma de folhetos. Estas partículas de mica do fíler tornavam o betão muito seco o que obrigou a que relação A/C fosse mais elevada nos betões GR.

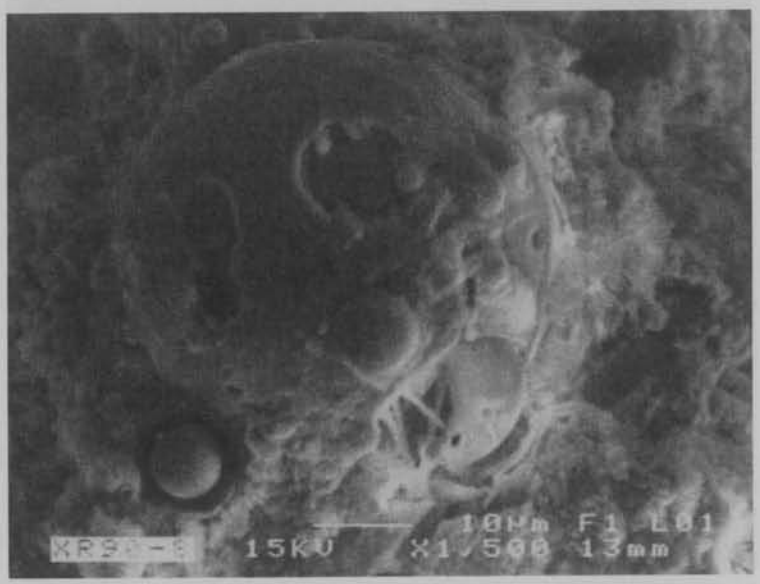


Figura 4.73 – Partícula de cinza atacada no betão XR90 com 14 meses de idade (x1500).

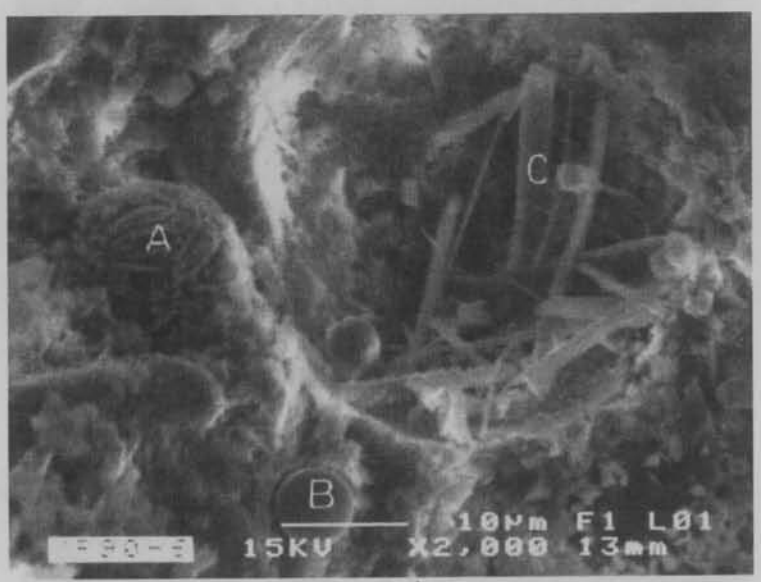


Figura 4.74 – Aspecto da pasta no betão XR90 com 14 meses de idade (x2000). A- partícula de cinza atacada; B - partícula de cinza que ainda não reagiu; C – etringite.

Da observação das imagens obtidas no microscópio electrónico, dos betões com 90 kg/m^3 de ligante, 55 kg/m^3 de cimento e 35 kg/m^3 de cinzas, concluiu-se que, relativamente aos betões convencionais, estes betões têm uma estrutura de silicatos e aluminatos hidratados mais porosa, com muitas partículas de cinza ainda por reagir, apesar da idade do betão, e com uma elevada quantidade de partículas de fíler inseridas na estrutura de produtos hidratados.

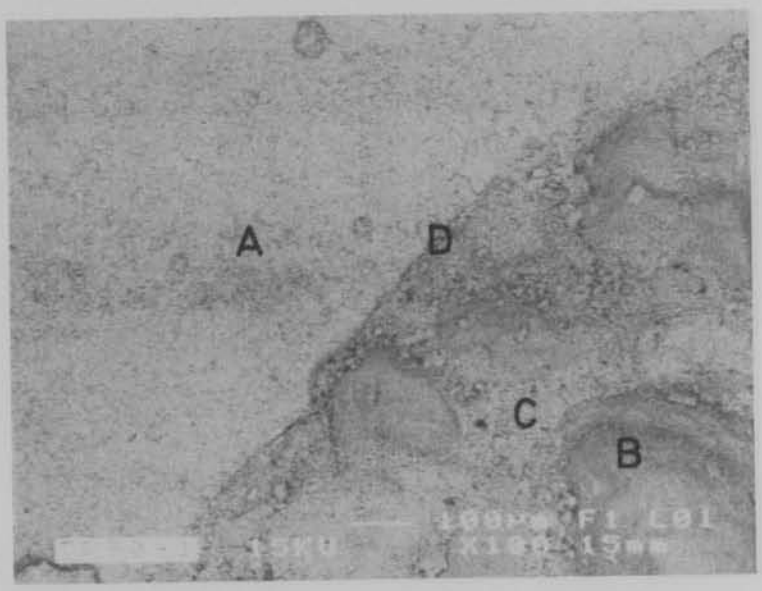


Figura 4.75 – Aspecto da zona de interface entre a pasta e o inerte no betão TR90 (x100). A – brita calcária; B – areia rolada siliciosa; C – CSH; D – zona de interface entre a pasta e o inerte.

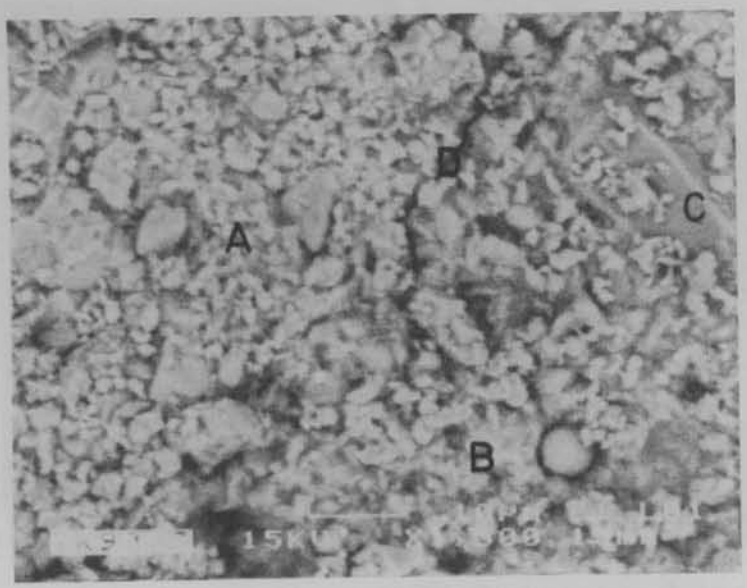


Figura 4.76 – Aspecto da zona de interface entre a pasta e o inerte no betão TR90 (x1500). A- calcário; B – CSH; C – portlandite; D – interface entre a pasta e o inerte.

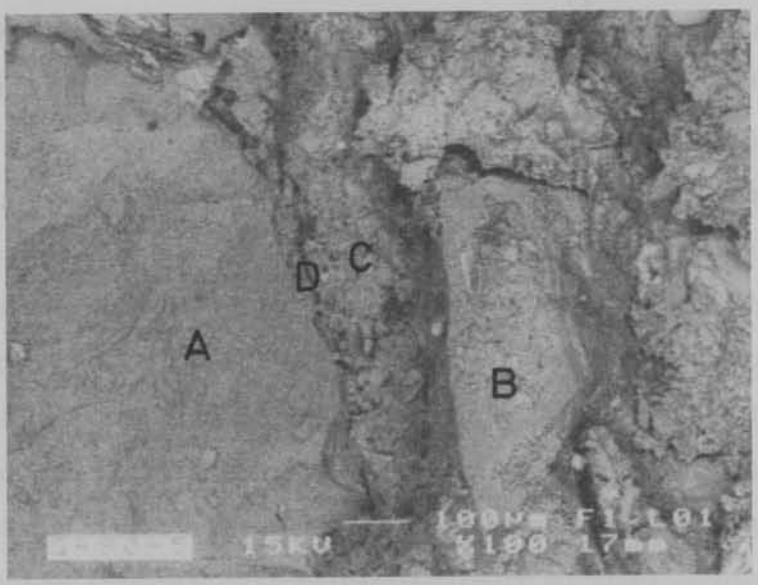


Figura 4.77 – Aspecto da zona de interface entre a pasta e o inerte no betão GR90 (x100). A – brita granítica; B – areia granítica; C – CSH; D – interface entre a pasta e o inerte.

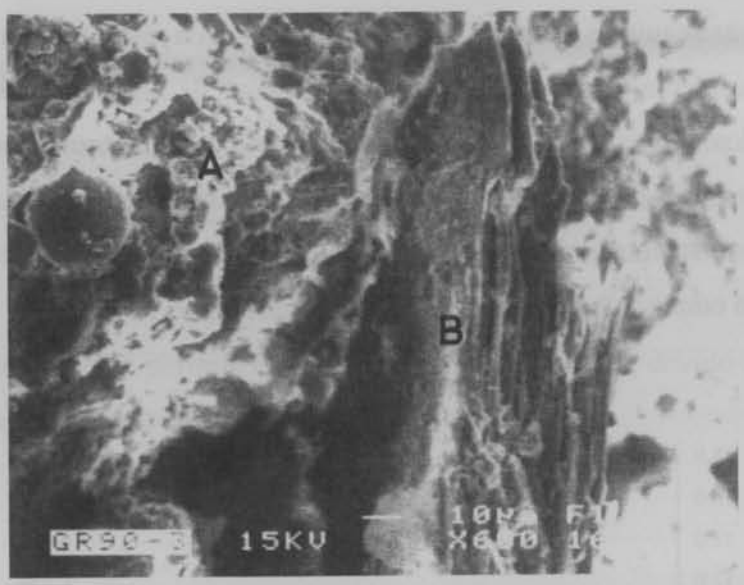


Figura 4.78 – Partícula de fíler (mica) no betão GR90 (x600). A – CSH; B – partícula de mica.

4.8.2.1 – Porosidade aberta

A porosidade é a relação entre o volume de vazios e o volume total aparente do material. Esta porosidade pode ser dividida em duas fracções: porosidade fechada, quando os vazios não comunicam entre si; porosidade aberta, quando os vazios comunicam entre si. A porosidade fechada só pode ser medida com a destruição do material porque nos provetes intactos os poros estão inacessíveis. A porosidade aberta, que é a mais relevante para a durabilidade do betão, pode ser medida por absorção de água à pressão atmosférica, sobre pressão ou sobre

depressão. Os ensaios realizados neste trabalho referem-se à absorção de água à pressão atmosférica de provetes imersos durante 48 horas e que depois foram sujeitos a secagem a 100 °C até massa constante. A relação entre o volume de água absorvido e o volume aparente do provete representa a porosidade aberta do betão.

Nas figuras 4.79 e 4.80 apresenta-se a porosidade aberta dos betões de referência aos 180 dias de idade. Na figura 4.79 observa-se que a porosidade aberta diminui com o aumento da dosagem de ligante. Pelo contrário, na figura 4.80 pode ver-se que a porosidade aumenta com a relação A/L. O aumento da dosagem de água faz diminuir o volume de sólidos no betão e o aumento da dosagem de ligante torna maior o volume dos produtos de hidratação, tornando a estrutura menos porosa. Apesar da tendência de variação ser natural, a amplitude da variação é relativamente pequena face às diferenças na composição dos betões. Efectivamente, para valores de relação A/L tão diferentes como 0,68 e 1,36, no caso do betão XR por exemplo, a variação da porosidade aberta de 15,0% para 15,5% é muito pequena. Esta reduzida variação pode ser atribuída às seguintes causas: i) apesar do aumento da relação A/L o volume de água no betão é praticamente constante, porque a dosagem de ligante diminui; ii) como a trabalhabilidade dos betões com diferente dosagem de ligante é semelhante, o volume de vazios não expulsos pela compactação é da mesma ordem de grandeza; iii) como a dosagem de cimento é relativamente reduzida o consumo de água devido à hidratação é pequeno quando comparado com o volume de poros do betão.

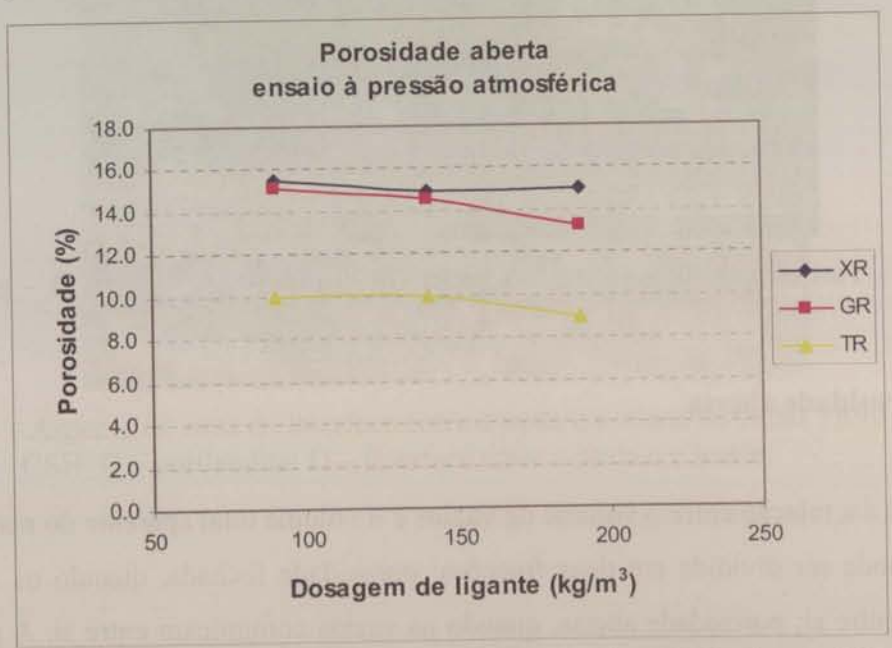


Figura 4.79 – Variação da porosidade aberta dos betões de referência aos 180 dias com a dosagem de ligante. Betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

A variação da dosagem de água com o aumento da dosagem de ligante é relativamente pequena, quando se mantém a consistência do BCC constante. Assim, como a porosidade aberta é medida por um ensaio de secagem, os resultados reflectem um balanço entre a dosagem de água total e a dosagem de água consumida nas reacções de hidratação. Nos betões fabricados com o mesmo tipo de inertes, como a dosagem de água total é semelhante, a porosidade aberta também é similar, apesar de se observar uma diminuição da porosidade com o aumento da dosagem de ligante, devido provavelmente à parcela de água consumida na hidratação

Nas figuras 4.79 e 4.80 pode observar-se que a porosidade aberta dos betões TR é inferior à dos outros dois betões. Para a mesma relação A/L ou para a mesma dosagem de ligante o betão TR apresenta menor porosidade do que os betões XR e GR. Estes resultados mostram que, com o uso de inertes bem graduados e areias com partículas de forma arredondada, se consegue uma compactação mais eficaz.

Apesar de em ambos os betões, XR e GR, se terem usado areias provenientes de britagem, a porosidade aberta do betão GR é inferior à do betão XR, principalmente nas misturas com 190 kg/m^3 de ligante. Estes resultados podem dever-se a duas causas: i) as partículas do xisto usado no betão XR tinham um índice volumétrico reduzido o que favorece a formação de bolhas de ar e de água sob as partículas alongadas; ii) os inertes do betão GR continham um maior dosagem de filer que permite diminuir o volume de vazios, devido ao preenchimento dos pequenos espaços no betão.

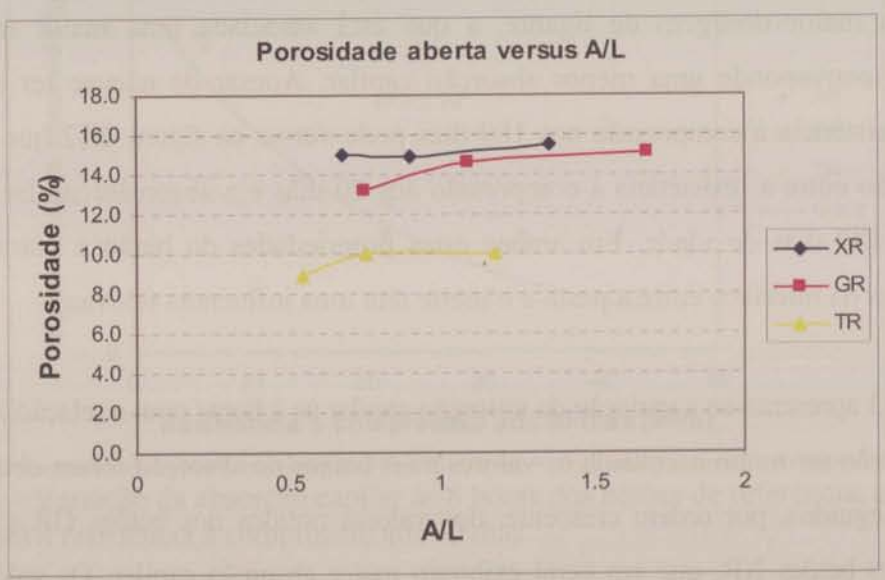


Figura 4.80 – Variação da porosidade aberta dos betões de referência aos 180 dias com a relação A/L. Betões fabricados com inertes de 3 origens distintas (XR-xisto; GR-granito; TR-calcário+areia siliciosa).

4.8.2.2 - Absorção capilar

Quando um líquido está em contacto com um sólido poroso com capilares, estabelece-se uma diferença de pressão entre a superfície livre do líquido e a superfície do mesmo líquido no capilar. Se o capilar tiver uma forma cilíndrica, geometricamente bem definida, é possível conhecer a diferença de pressão e a altura do líquido no capilar, pelas leis de Jurin e Poiseuille [252]. No entanto, o mecanismo de sucção capilar no betão é muito complexo devido ao emaranhado de pequenos canais de secção muito variável e aos poros existentes na sua estrutura. Assim é usual utilizar um método simples para classificar a capilaridade do betão que consiste essencialmente em colocar a superfície de um provete prismático em contacto com água e registar a quantidade de água absorvida ao fim de um determinado período. O provete é previamente seco até peso constante a uma temperatura de 40 °C.

A absorção capilar depende de vários factores nomeadamente da dosagem e da finura do ligante, da relação A/C, da idade, da duração da cura húmida, da dosagens de inertes finos e da compacidade. É no inerte, e em especial na zona de ligação entre o inerte e a pasta, que se desenvolve a capilaridade no betão. No BCC, devido à maior dosagem de inertes os valores de absorção capilar podem ser mais elevados que no betão convencional.

Na figura 4.81 apresentam-se os valores da absorção capilar dos betões de referência. Nos betões TR, que têm uma resistência à compressão superior, a absorção capilar é menor. Em geral a uma maior dosagem de ligante, a que está associada uma maior resistência à compressão, corresponde uma menor absorção capilar. Apesar de não se ter efectuado o ensaio de resistência à compressão aos 180 dias pode ver-se na figura 4.82 que existe uma boa correlação entre a resistência à compressão aos 90 dias e a absorção capilar às 8 horas, medida aos 180 dias de idade. Em ambas estas propriedades do betão a porosidade e as características da interface entre a pasta e o inerte têm uma influência relevante.

Na figura 4.83 apresenta-se a variação da absorção capilar às 8 horas com a relação A/L. Apesar da diferença não ser muito acentuada os valores mais baixos de absorção foram obtidos com os betões TR, seguidos, por ordem crescente, dos valores obtidos nos betões GR e por fim os resultados dos betões XR, que em geral exibiram maior absorção capilar. Os valores obtidos estão coerentes com os resultados obtidos no ensaio de porosidade aberta, indicando também

que existe um maior volume de poros no betão XR. Porém este ensaio é mais sensível que o ensaio de porosidade aberta, permitindo distinguir de forma mais evidente as variações da estrutura porosa dos betões.

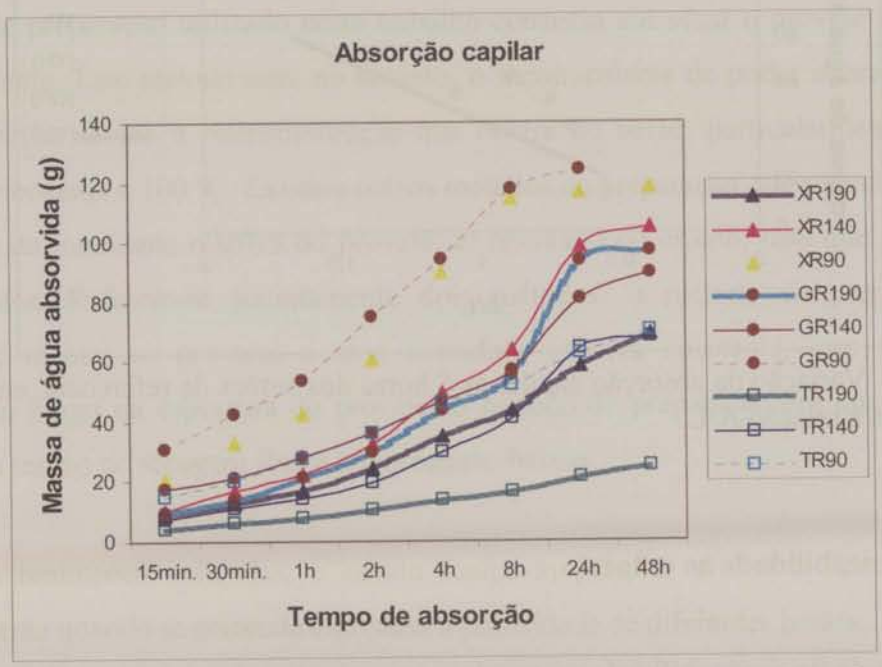


Figura 4.81 – Absorção capilar aos 180 dias dos betões de referência.

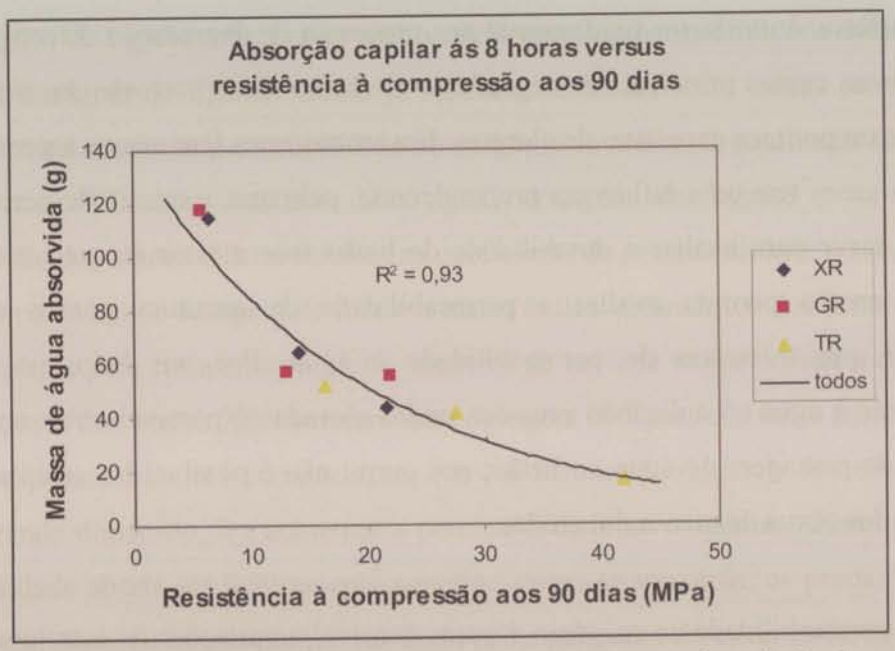


Figura 4.82 – Variação da absorção capilar às 8 horas dos betões de referência, ensaiados aos 180 dias, com a resistência à compressão aos 90 dias.

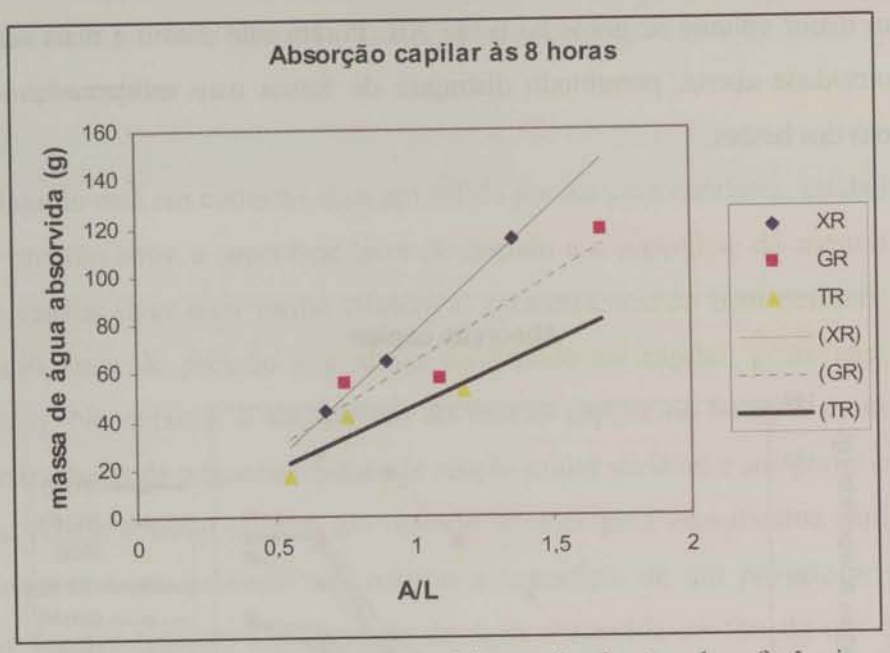


Figura 4.83 – Variação da absorção capilar às 8 horas dos betões de referência, ensaiados aos 180 dias, com a relação A/L.

4.8.2.3 - Permeabilidade ao oxigénio

Embora o ensaio de permeabilidade ao oxigénio não seja tão relevante para o betão em massa como é para o betão armado, também serve para avaliar a estrutura porosa do betão que, como já se referiu, é um factor fundamental nos processos de degradação. Efectivamente, no betão armado as causas principais de degradação do betão são a corrosão das armadura por carbonatação ou por teor excessivo de cloretos. Em ambos estes fenómenos a permeabilidade do betão aos gases tem uma influência preponderante, pelo que, o ensaio de permeabilidade ao oxigénio serve para avaliar a durabilidade do betão face a estes ataques. No betão em massa este ensaio permite avaliar a permeabilidade da estrutura porosa com maior sensibilidade que o ensaio de permeabilidade à água. Por um lado, no ensaio de permeabilidade à água só aplicando pressões muito elevadas é possível obter uma situação estabilizada de passagem de água no betão; por outro, não é possível haver escoamento de água através dos poros de menor dimensão.

O ensaio de permeabilidade ao oxigénio é muito sensível a variações da estrutura porosa do betão, o que é uma característica importante para um ensaio que tem como finalidade avaliar a durabilidade, mas, devido à sua elevada sensibilidade, o coeficiente de permeabilidade é significativamente influenciado pela humidade relativa do provete. Por exemplo, se o provete

estiver saturado não é possível medir a permeabilidade ao oxigénio porque o fluxo de ar fica bloqueado pela água. Por este motivo a preparação dos espécimes antes do ensaio assume uma importância relevante e, quando se adoptam métodos diferentes, podem obter-se também resultados significativamente diferentes.

O método de preparação utilizado neste trabalho consistiu em secar o provete a 100 °C até massa constante. Este método tem, no entanto, o inconveniente de poder alterar a estrutura porosa do betão devido à microfissuração que ocorre no betão, particularmente quando a secagem é efectuada a 100 °C. Existem outros métodos de preparação que permitem diminuir a influência da humidade relativa do provete no resultado do ensaio, mas que têm também inconvenientes. Referem-se sucintamente dois métodos: o método de preparação cuja finalidade é manter os provetes a uma humidade relativa constante, sem gradiente de humidade ao longo da espessura do provete; o método de preparação em que o provete é sujeito a um tempo de secagem fixo a temperaturas baixas.

Apesar das limitações indicadas, o ensaio realizado permite avaliar a estrutura porosa, particularmente quando se pretende comparar a porosidade de diferentes betões.

Na figura 4.84, em que se apresenta a variação do coeficiente de permeabilidade ao oxigénio com a dosagem de ligante, observa-se que o coeficiente de permeabilidade diminuiu com o aumento da dosagem de ligante. Como já se tinha verificado com outras propriedades do betão também no ensaio de permeabilidade ao oxigénio os melhores resultados foram obtidos com os betões TR. Nas misturas com igual dosagem de ligante o coeficiente de permeabilidade dos betões GR foi inferior ao coeficiente de permeabilidade dos betões XR. O efeito benéfico da maior dosagem de filer e o maior índice volumétrico dos inertes nos betões GR foi suficiente para compensar o efeito negativo de ter uma maior dosagem de água. Pelo contrário, apesar dos betões XR conterem uma dosagem de água inferior, o maior volume de vazios não expulsos durante a compactação, que conduziram à existência de maior número de poros de grande dimensão, fez aumentar a permeabilidade ao oxigénio. Além de nos betões XR a porosidade aberta ser ligeiramente superior, como se viu atrás, os poros do betão GR estão mais dispersos na massa porque resultam principalmente do excesso de água no betão, o que diminui a possibilidade de existir ligação entre eles.

Nos betões com 90 kg/m^3 de ligante, dos quais só cerca de 50 kg/m^3 correspondem a clínquer, os resultados dos betões XR e GR são mais próximos. Também nos ensaios de porosidade aberta e de absorção capilar se observa uma maior proximidade entre os resultados dos betões XR e GR com 90 kg/m^3 de ligante. A razão para tal ocorrência pode estar na escassa dosagem de clínquer e na excessiva dosagem de fíler do betão GR90, cerca de 190 kg/m^3. O aumento da dosagem de fíler, para compensar a falta de finos no betão, fez, por um lado, crescer a relação A/L, e por outro aumentou a possibilidade de existirem locais onde a quantidade de produtos hidratados é escassa e o número de partículas de fíler excessiva.

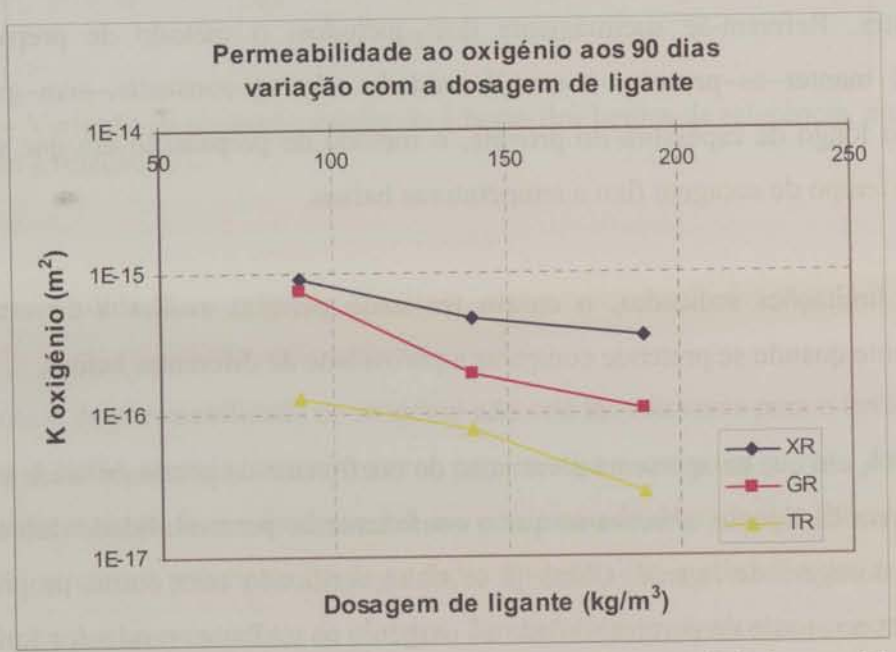


Figura 4.84 – Variação do coeficiente de permeabilidade ao oxigénio aos 90 dias com a dosagem de ligante dos betões de referência.

Na figura 4.85 apresenta-se a variação do coeficiente de permeabilidade ao oxigénio com a relação A/L. Tal como se tinha verificado no ensaio de permeabilidade à água, também com este ensaio de permeabilidade ao oxigénio existe uma boa correlação entre a relação A/L e o coeficiente de permeabilidade nos betões GR e TR. No entanto, nos betões XR, apesar de se verificar a diminuição do coeficiente de permeabilidade com a relação A/L, os valores obtidos são superiores. Assim, para igual valor de A/L o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio nos betões XR é superior aos coeficientes de permeabilidade obtidos nos betões GR e TR, que por sua vez são semelhantes. Estes resultados mostram que o volume de vazios não expulsos pela compactação é superior nos betões XR. Note-se que os resultados do

coeficiente de permeabilidade à água dos betões XR e GR, com igual relação A/L, foram semelhantes, o que indica que este ensaio não é tão sensível à variação da estrutura porosa dos betões como o ensaio de permeabilidade ao oxigénio.

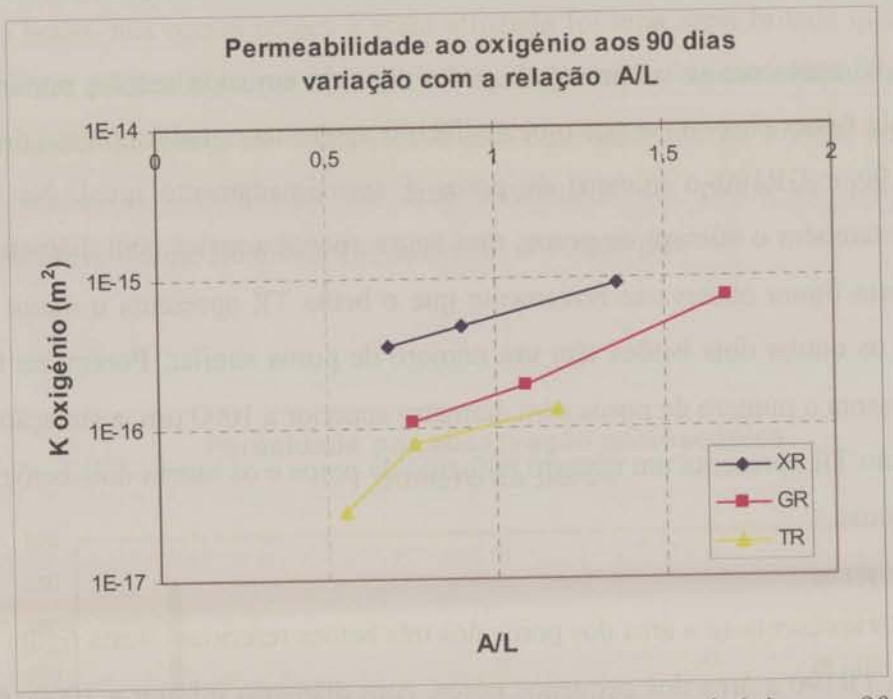


Figura 4.85 – Variação do coeficiente de permeabilidade ao oxigénio aos 90 dias com a relação A/L dos betões de referência.

4.8.2.4 – Medição da porosidade por observação ao microscópio

Os resultados obtidos nos ensaios de porosidade aberta, absorção capilar e permeabilidade ao oxigénio indicaram que os betões XR apresentavam um volume de vazios superior ao dos outros betões. O volume de poros deve-se à existência de água livre no betão e ao volume de vazios não eliminados na compactação. Como a dosagem de água dos betões GR foi superior, a maior porosidade, capilaridade e permeabilidade dos betões XR deve-se ao maior volume de vazios não expulsos pela compactação, desprezando a contribuição dos poros do inerte.

Foi efectuada a medição do número e da área de poros existente em superfícies dos betões de referência. A metodologia de ensaio foi descrita na secção 4.3. O método utilizado não é sensível a poros com dimensão inferior a 10 μm.

Para cada betão foi efectuada a contagem do número de poros em apenas uma secção, pelo que os resultados apresentados de seguida não podem ser interpretados como representativos de toda a massa do betão. Pretendeu-se apenas observar de forma qualitativa a porosidade dos betões fabricados.

Na figura 4.86 apresenta-se o número de poros contado em cada secção, por intervalos de diâmetros. Na figura observa-se que o betão TR190 apresenta o maior número de poros. Nos betões XR190 e GR190 o número de poros é aproximadamente igual. Na figura 4.87 apresenta-se também o número de poros, mas agora apenas aqueles com diâmetro inferior a 100 μm. Nesta figura observa-se novamente que o betão TR apresenta o maior número de poros e que os outros dois betões têm um número de poros similar. Porém, na figura 4.88, onde se apresenta o número de poros com diâmetro superior a 1000 μm, a situação inverte-se, ou seja o betão TR apresenta um número reduzido de poros e os outros dois betões um maior número de poros.

Na figura 4.89 apresenta-se a área dos poros dos três betões referidos. Nesta figura observa-se que no betão TR190 a área dos pequenos poros, com diâmetro inferior a 1000 μm, é muito superior à observada nos betões XR190 e GR190, mas, quando o diâmetro dos poros é superior, a área acumulada no betão TR190 aumenta cada vez menos, de tal forma que estes betões apresentam a menor área total de poros. O betão GR190, apesar de conter menor número de poros com diâmetro inferior a 1000 μm, apresenta uma área total de poros superior à do betão TR190 porque apresenta alguns poros de maior dimensão. O betão XR90 tem uma área acumulada de poros com dimensão inferior a 3000 μm semelhante à do betão GR190 mas apresenta maior número de poros de grande dimensão.

Estes resultados mostram que a porosidade do betão TR190 é mais baixa e está mais bem distribuída, o que se reflecte suas nas melhores características. Efectivamente a qualidade do betão é superior quando o volume de vazios está distribuído por muitos pequenos poros e não quando se encontra concentrado em grandes poros. Estes grandes poros são defeitos da estrutura por onde se iniciam e propagam as fissuras.

Na figura 4.89 observa-se que o betão XR190 contém um volume apreciável de grandes poros, devido provavelmente à forma lamelar dos inertes que dificulta a eliminação dos vazios durante a compactação.

A diferença no número de poros exibidos na superfície dos betões pode também estar relacionada também com o tipo de areia utilizada. Enquanto que no betão TR190 se usou uma areia rolada, que devido à sua forma arredondada permite uma melhor distribuição das partículas no betão, nos outros betões a areia utilizada foi uma areia britada que, devido ao maior atrito entre partículas, torna mais difícil a compactação. Assim observa-se na figura 4.89 que a maioria dos poros no betão TR190 têm dimensão inferior a 1000 μm, enquanto nos outros betões o crescimento da área acumulada de poros se faz de forma aproximadamente uniforme até diâmetros da ordem dos 3000 μm.

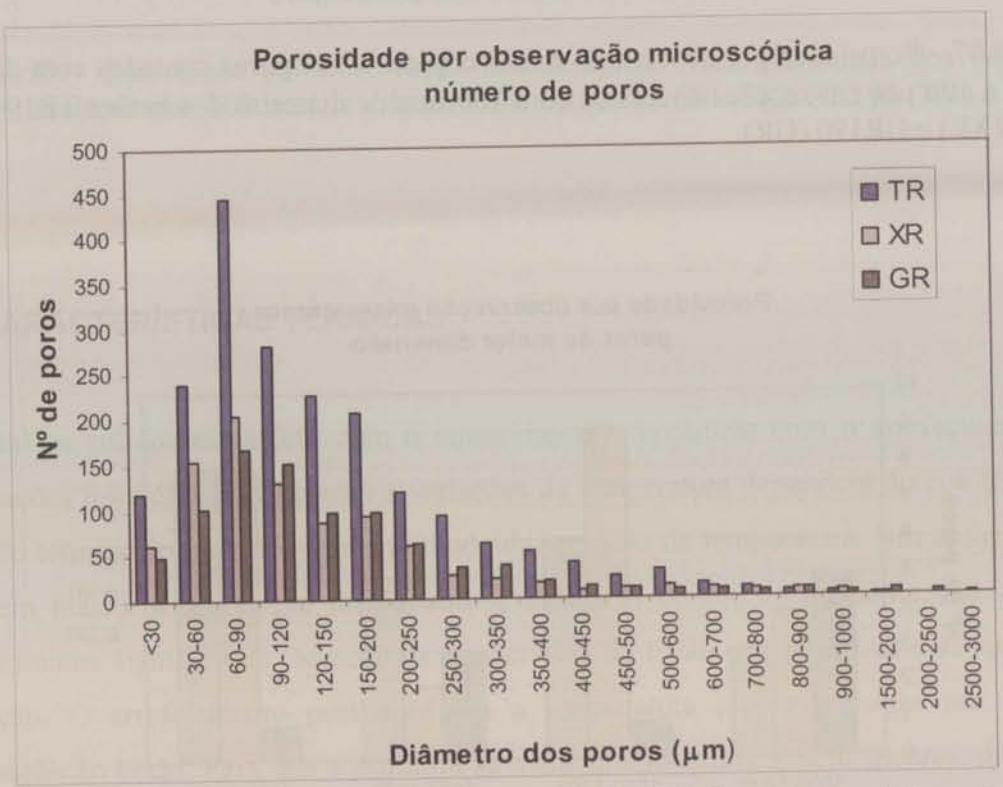


Figura 4.86 - Porosidade por observação microscópica. Nº de poros contados em secções circulares com 100 mm de diâmetro dos betões TR190 (TR), XR190 (XR) e GR190 (GR).

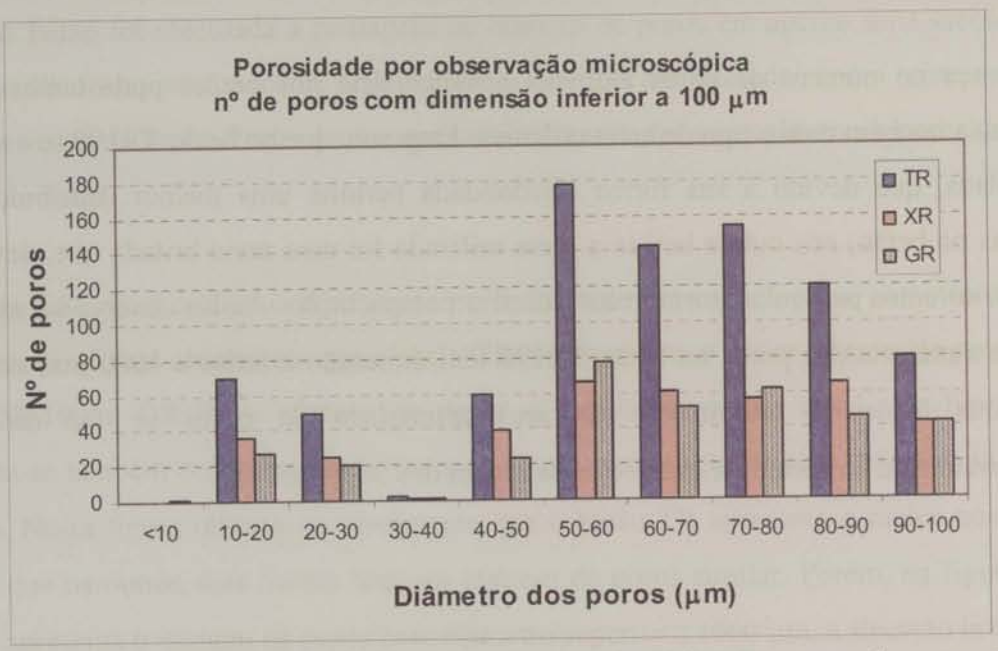


Figura 4.87 - Porosidade por observação microscópica. Nº de poros contados com diâmetro inferior a 100 μm em secções circulares com 100 mm de diâmetro dos betões TR190 (TR), XR190 (XR) e GR190 (GR).

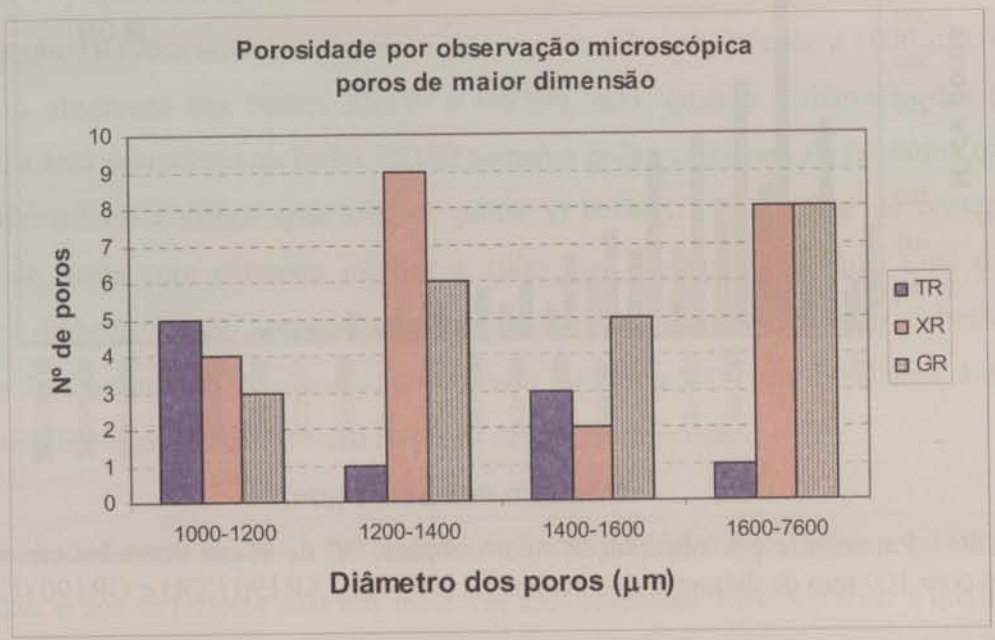


Figura 4.88 - Porosidade por observação microscópica. Nº de poros contados com diâmetro superior a 1000 μm em secções circulares com 100 mm de diâmetro dos betões TR190 (TR), XR190 (XR) e GR190 (GR).

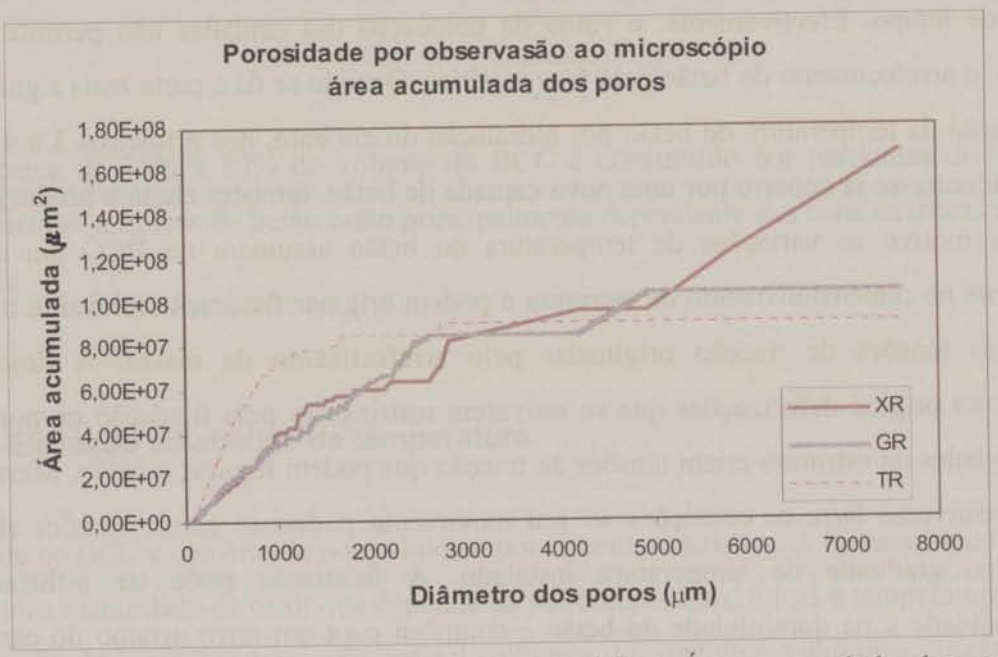


Figura 4.89 - Porosidade por observação microscópica. Área acumulada dos poros em secções circulares com 100 mm de diâmetro dos betões TR190 (TR), XR190 (XR) e GR190 (GR).

4.9 - CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS

Em geral os sólidos expandem com o aquecimento e contraem com o arrefecimento. As deformações nos sólidos associadas a variações de temperatura dependem do coeficiente de dilatação térmica do material e da amplitude da variação de temperatura. Nas aplicações de betão em massa, a hidratação do cimento e as fracas condições de dissipação do calor resultam numa significativa elevação da temperatura do betão nos primeiros dias após a sua colocação. O arrefecimento posterior para a temperatura ambiente causa por vezes a fendilhação do betão. Para que a estrutura se mantenha monolítica, sem fissuras, devem ser feitos todos os esforços para controlar a elevação da temperatura, nomeadamente fazendo uma escolha criteriosa dos componentes e da composição do betão, e estabelecendo práticas de construção e condições de cura adequadas [287].

Uma das particularidades das barragens de BCC reside no facto de serem normalmente construídas por colocação contínua de camadas de betão. A possibilidade de se poder construir a um ritmo elevado, devido à grande capacidade de transporte, colocação e compactação dos equipamentos usados, além de trazer enormes vantagens económicas, traz também alguns problemas associados à colocação de grandes volumes de betão num curto

espaço de tempo. Efectivamente, o ritmo de colocação das camadas não permite que se processe o arrefecimento do betão pela face superior. Quando se dá a parte mais significativa da elevação da temperatura do betão por hidratação do cimento, nos primeiros 3 a 4 dias, o betão encontra-se já coberto por uma nova camada de betão, também ela já a produzir calor. Por este motivo as variações de temperatura no betão assumem no BCC um carácter importante no dimensionamento da estrutura e podem originar fissuração relevante no betão devido às tensões de tracção originadas pelo arrefecimento da massa. A descida de temperatura origina deformações que se estiverem restringidas pela fundação ou por outras singularidades da estrutura criam tensões de tracção que podem fissurar o betão. Mesmo que o betão estivesse livre de restrições ao seu movimento poderiam existir tensões elevadas devido ao gradiente de temperatura instalado. A fissuração pode ter influência na permeabilidade e na durabilidade do betão e contribui para um novo arranjo do campo de tensões que pode afectar a estabilidade da estrutura.

As características térmicas mais relevantes para o dimensionamento às variações de temperatura são: o coeficiente de dilatação térmica, a elevação adiabática de temperatura, a condutibilidade, a difusibilidade e o calor específico. Os ensaios efectuados neste trabalho englobaram apenas a elevação adiabática de temperatura e a difusibilidade térmica. A condutibilidade térmica pode ser obtida a partir da difusibilidade pela expressão 4.41,

$$h^2 = \frac{k}{\rho c}, \qquad \textbf{(4.41)}$$

em que h^2 é a difusibilidade, k a condutibilidade térmica, ρ a massa volúmica e c o calor específico. Como a massa volúmica e o calor específico não variam muito, quando se determina a difusibilidade pode obter-se também a condutibilidade.

As propriedades térmicas podem variar não só com a composição do betão mas também com a temperatura e com a humidade. A geração de calor que conduz à elevação adiabática de temperatura é devida à hidratação do ligante pelo que depende principalmente deste componente do betão. Silveira [288] refere que os componentes do betão contribuem para as características térmicas na proporção em que aparecem as suas quantidades. Assim uma determinada característica C do BCC pode ser determinada através das características c dos componentes e da composição betão. A contribuição de um componente é proporcional à sua dosagem m no betão podendo assim estimar-se a característica C de um betão pela expressão 4.42,

$$C = \frac{\sum_i c_i m_i}{\sum_i m_i}. \qquad (4.42)$$

Como cerca de 75% a 80% do volume do BCC é constituído por partículas de inerte as características térmicas do betão estão principalmente dependente das características térmicas do inerte.

4.9.1 - Elevação adiabática de temperatura

O ligante no BCC é constituído normalmente por cimento e adições. A hidratação do cimento liberta uma quantidade de calor que depende da sua composição, finura e temperatura durante a hidratação. Dos componentes principais do clínquer do cimento é o aluminato tricálcico que produz maior calor seguido do silicato tricálcico. Na figura 4.90 [289] apresentam-se as curvas de contribuição para o calor de hidratação dos quatro componentes principais do cimento, obtidas a partir de ensaios efectuados em diferentes laboratórios. Quanto mais fino for o cimento maior é o aumento da elevação adiabática de temperatura do betão, principalmente nas idades mais jovens, devido à maior superfície de grãos de cimento disponível para reagir. A temperatura de colocação também afecta a elevação de temperatura: quanto maior for a temperatura de colocação do betão mais rapidamente se desenvolve o calor de hidratação mas, ao fim de um determinado tempo, por volta dos 28 dias, a elevação adiabática de temperatura é praticamente a mesma para diferentes temperaturas de colocação [290].

A introdução de adições, por substituição de parte da dosagem de cimento, faz em geral diminuir o calor de hidratação. No caso das pozolanas, nomeadamente as cinzas volantes que é a adição mais usada no BCC, elas praticamente não contribuem para o calor de hidratação nas primeiras idades pois reagem lentamente com o hidróxido de cálcio e, mesmo a idades mais avançadas, o calor gerado é menor porque essas reacções não são tão exotérmicas como a hidratação do clínquer.

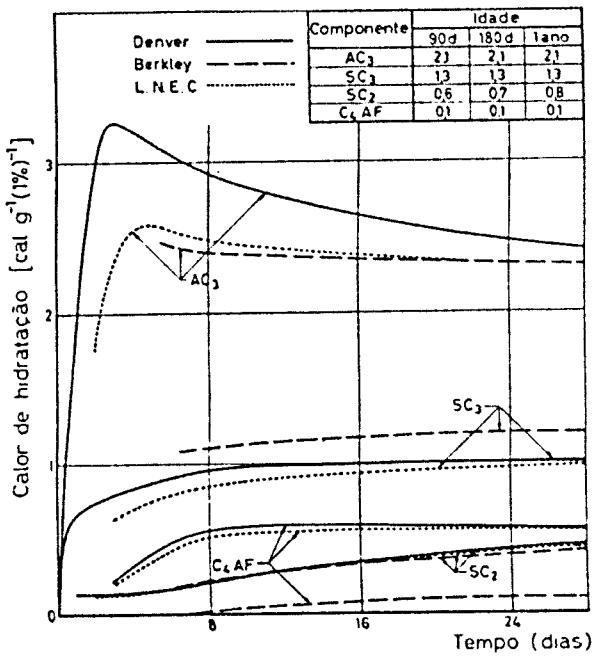


Figura 4.90 – Calor de hidratação dos principais constituintes do cimento [290].
(A notação dos compostos C_2S, C_3S e C_3A está invertida)

A maior parte do calor é gerado durante os estágios iniciais da hidratação do silicato tricálcico e do aluminato tricálcico [129]. Se o teor destes componentes do cimento for diminuído pela substituição do cimento por cinzas, classe F da ASTM, então a elevação de temperatura é mais baixa. Com uma substituição de cerca de 70% de cimento por cinzas volantes o calor de hidratação pode ser reduzido em cerca de 50% [129].

Barros e al. [133] apresentaram um trabalho interessante sobre a elevação adiabática de temperatura de betões fabricados com cinzas ou com escórias adições, no XVIII Seminário Nacional Brasileiro de Grandes Barragens. Os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 – Elevação adiabática de betões fabricados com cinzas ou com escórias

Cimento (kg/m^3)	Cinzas volantes (kg/m^3)	Escórias (kg/m^3)	Elevação adiabática de temperatura aos 28 dias (°C)
59	138	-	14,37
60	-	140	19,58
60	-	60	15,45
60	60	-	7,92

Nestes resultados observa-se que, em betões fabricados com cerca 60 kg/m^3 de cimento, a elevação de temperatura aos 28 dias foi menor com a adição de 138 kg/m^3 de cinzas volantes do que com a adição de 60 kg/m^3 de escórias.

Nos testes experimentais para a construção da barragem de Urugua-I [187] foram efectuados ensaios de elevação adiabática de temperatura em betões fabricados com dosagens de cimento de 60 kg/m^3 e de 90 kg/m^3 . Os resultados obtidos foram de respectivamente 7,7 °C e 10,9 °C. O calor de hidratação do cimento usado foi, aos 28 dias, de 79 cal/g.

No betão da barragem de Porce II [208], fabricado com 146 kg/m^3 de cimento e 79 kg/m^3 de pozolana natural, a elevação adiabática de temperatura medida aos 28 dias foi de 25 °C.

Num trabalho [291] sobre a elevação adiabática de temperatura, foi medido um aumento de temperatura de apenas 6 °C num betão com de 52 kg/m^3 de cimento e 104 kg/m^3 de cinzas. No entanto, o cimento utilizado continha 50% de escórias logo a dosagem de clínquer era de apenas 26 kg/m^3. Noutro trabalho [292] efectuado em laboratório sobre um betão com 58 kg/m^3 de cimento e 135 kg/m^3 de cinzas a elevação de temperatura medida foi de 8 °C.

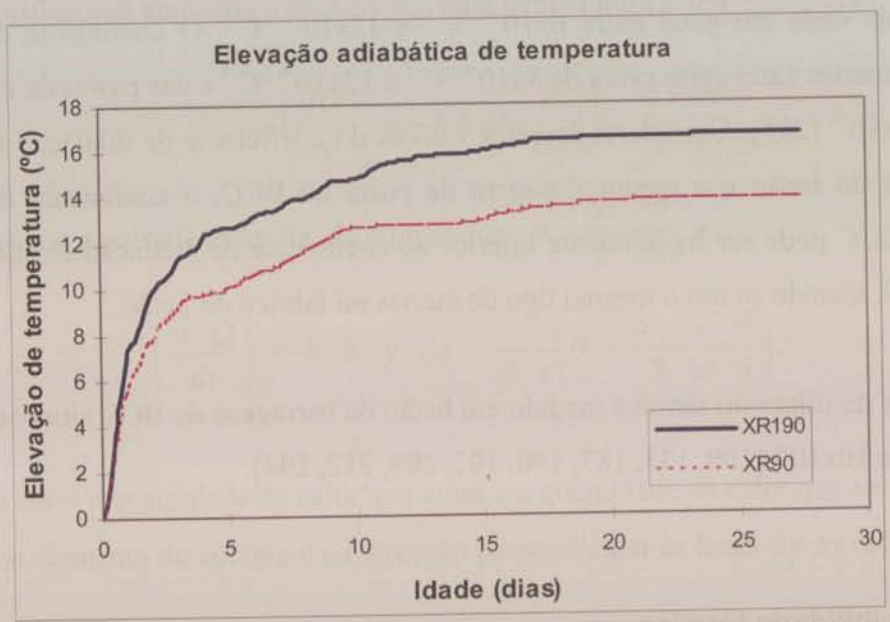


Figura 4.91 – Elevação adiabática de temperatura dos betões XR90 e XR190. O betão XR90 foi fabricado com 55 kg/m^3 de cimento e 35 kg/m^3 de cinzas e o betão XR190 com 100 kg/m^3 de cimento e 90 kg/m^3 de cinzas volantes.

Na figura 4.91 apresenta-se a elevação de temperatura medida nos betão XR90 e XR190, fabricados com, respectivamente, 90 kg/m^3 e 190 kg/m^3 de ligante, do qual parte eram cinzas

volantes. O calor de hidratação do cimento usado, um cimento I 32,5 R (C), foi aos 3 dias, 7 dias e 28 dias de respectivamente 63 cal/g, 70 cal/g e 77 cal/g. A elevação de temperatura aos 28 dias no betão XR190 foi de 16,6 °C e no betão XR90 de 13,8 °C. Nos primeiros dias a elevação de temperatura nos dois betões foi similar, mas ao longo do tempo a subida da temperatura no betão XR190 foi superior, como seria de esperar porque continha mais 45 kg/m^3 de cimento.

4.9.2 - Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica representa a variação por unidade de comprimento que um material sofre devido a uma variação unitária de temperatura. Tal como para as outras propriedades térmicas, o tipo inerte tem uma enorme influência nesta propriedade do betão. A escolha de um inerte com um baixo coeficiente de dilatação térmica contribui para evitar o aparecimento de fissuras no betão. Como a extensão do betão é proporcional às variações de temperatura e ao coeficiente de dilatação térmica do material, e como esta propriedade do betão depende em cerca de 80% do coeficiente de dilatação térmica do inerte, então as tensões instaladas na peça de betão, devido às variações de temperatura, dependem fortemente do tipo de inerte utilizado. O coeficiente de dilatação térmica dos betões convencionais varia em geral entre $6x10^{-6}$ $°C^{-1}$ a $12x10^{-6}$ $°C^{-1}$. O coeficiente de dilatação térmica dos inertes varia entre cerca de $5x10^{-6}$ $°C^{-1}$ a $12x10^{-6}$ $°C^{-1}$ e das pastas de cimento é de cerca de $18x10^{-6}$ [293]. Considerando estes valores do coeficiente de dilatação térmica dos componentes do betão e a menor dosagem de pasta no BCC, o coeficiente de dilatação térmica do BCC pode ser ligeiramente inferior ao coeficiente de dilatação térmica do betão convencional, quando se usa o mesmo tipo de inertes no fabrico do betão.

O coeficiente de dilatação térmica medido em betão de barragens de BCC situa-se, em geral, entre $7x10^{-6}$ a $10x10^{-6}$ [109, 133, 187, 190, 197, 208, 212, 294].

4.9.3 - Difusibilidade térmica

O fenómeno de condução de calor é regido pela lei de Fourier, expressão 4.43, que estabelece que a quantidade de calor Q na unidade de tempo t que passa através de uma área A, colocada

normalmente à direcção do fluxo calorífico, é proporcional ao produto da área A pelo gradiente térmico $d\theta/dx$.

$$\frac{dQ}{dt} = -k A \frac{d\theta}{dx}, \tag{4.43}$$

Na expressão 4.43 k é um factor de proporcionalidade que é designado por condutibilidade térmica. Assim a condutibilidade térmica é a quantidade de calor que passa perpendicularmente através da unidade de superfície de um material, por unidade de tempo, quando existe uma diferença de temperatura unitária entre essa superfície e outra igual afastada de uma distância unitária. O sinal negativo deve-se à consideração do gradiente no sentido do fluxo ou seja das temperaturas decrescentes.

Considerando um elemento de volume Δx Δy Δz, figura 4.92, de um corpo homogéneo e isotrópico atravessado por um fluxo calorífico θ (x,y,z,t) deduz-se, a partir da expressão anterior, a equação de Fourier [295] que exprime a elevação de temperatura com o tempo, desse elemento de volume, em função da temperatura, da massa volúmica, da condutibilidade térmica e do calor específico do corpo.

O fluxo calorífico que atravessa a face Δy Δz, cuja temperatura é $\theta + \frac{\Delta x}{2}\frac{\partial \theta}{\partial x}$, é

$$\left(\frac{dQ}{dt}\right)_1 = -k\Delta y \Delta z \frac{\partial}{\partial x}\left(\theta + \frac{\Delta x}{2}\frac{\partial \theta}{\partial x}\right), \tag{4.44}$$

e o que atravessa a outra face Δy Δz, de temperatura $\theta - \frac{\Delta x}{2}\frac{\partial \theta}{\partial x}$, é,

$$\left(\frac{d\ Q}{dt}\right)_2 = -k\ \Delta\ y\ \Delta z\quad \frac{\partial}{\partial\ x}\left(\theta\ -\frac{\Delta\ x}{2}\frac{\partial\ \theta}{\partial\ x}\right). \tag{4.45}$$

A diferença entre a quantidade de calor que entra e a quantidade de calor que sai, por unidade de tempo, no elemento de volume e na direcção perpendicular às faces Δy Δz referidas é dada por,

$$\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{2-1} = -k\Delta y \Delta z \Delta x \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}. \tag{4.46}$$

Considerando o fluxo em todas as direcções vem,

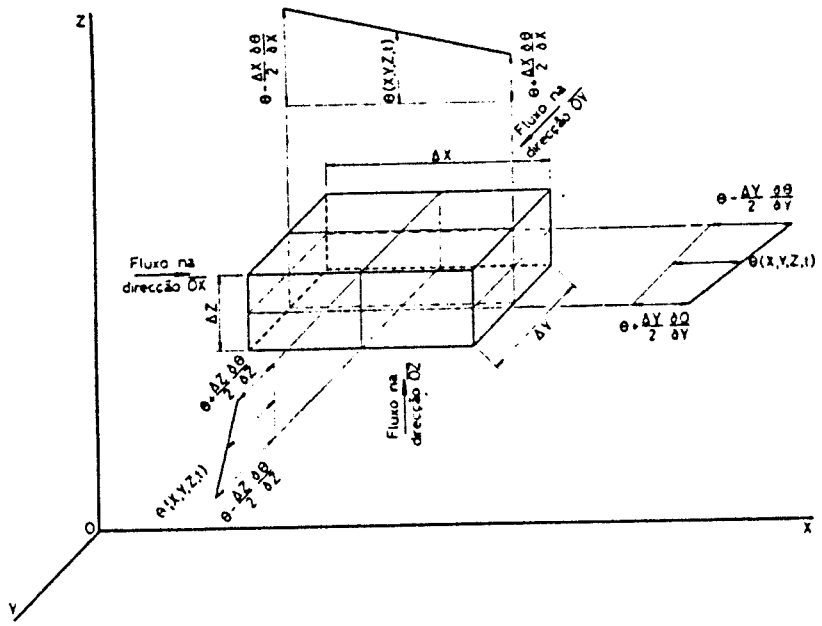


Figura 4.92 – Representação esquemática de um elemento de volume de um corpo homogéneo e isotrópico atravessado por um fluxo calorífico [295].

$$\frac{d\,Q}{dt} = -\,k\Delta y\Delta z\,\Delta x\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}\right) \tag{4.47}$$

A quantidade de calor necessária para que o elemento sofra a elevação de uma unidade de temperatura vem dada por $c\rho\,\Delta x\Delta y\Delta z\dfrac{\partial\theta}{\partial t}$, já que o calor específico c, é a quantidade de calor necessária para elevar da unidade de temperatura a temperatura da unidade de massa do corpo. A quantidade de calor armazenada é então dada por

$$\frac{dQ}{dt} = c\rho\,\Delta x\Delta y\Delta z\frac{\partial\theta}{\partial t}, \tag{4.48}$$

introduzindo a expressão 4.48 na expressão 4.47 vem,

$$\frac{\partial\theta}{\partial t}=\frac{k}{\rho c}\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial z^2}\right) \tag{4.49}$$

ou

$$\frac{\partial\theta}{\partial t}=h^2\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial z^2}\right). \tag{4.50}$$

Esta expressão 4.50 é conhecida por equação de Fourier e h^2 é uma constante designada por difusibilidade térmica que vem expressa por

$$h^2=\frac{k}{\rho\,c}. \tag{4.51}$$

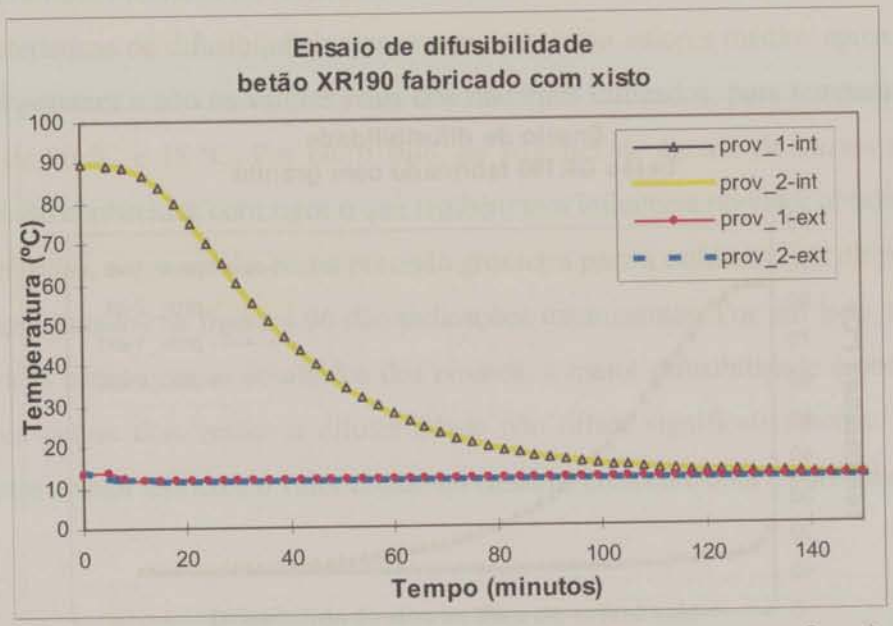


Figura 4.93 – Variação da temperatura na superfície (prov_1-ext e prov_2-ext) e no interior (prov_1-int e prov_2-int) 2 provetes cúbicos com 20 cm de aresta do betão XR190, fabricado com xisto, durante o ensaio de determinação da difusibilidade térmica.

A difusibilidade do betão depende principalmente da difusibilidade do inerte e, em menor grau, da temperatura. Nas figuras 4.93 a 4.95 apresenta-se a variação da temperatura no interior e na superfície de provetes cúbicos de 20 cm dos betões XR190, GR190 e TR190, medida durante o ensaio de determinação da difusibilidade térmica. Pode observar-se nas figuras que a temperatura medida nos dois provetes utilizados em cada ensaio foi praticamente igual, quer nos termopares instalados no interior dos provetes quer nos termopares instalados na superfície. A temperatura de equilíbrio foi obtida mais rapidamente no betão TR190. Neste betão ao fim de 1 hora e 45 minutos a temperatura do banho e do centro do provete eram praticamente iguais. No betão GR foram necessárias 2 horas e 30 minutos e no betão XR de 2 horas e 45 minutos para se atingir o equilíbrio da temperatura em todo o provete. Assim o betão TR190 foi o que exibiu maior difusibilidade, seguido do betão GR190 e, por último o betão XR190 com a menor difusibilidade.

Na figura 4.96 apresentam-se os valores da difusibilidade obtida nos três betões ensaiados, assim como os valores obtidos por aplicação da expressão 4.42, a partir da qual se pode estimar a difusibilidade do betão com base na difusibilidade dos seus componentes. Para aplicar esta expressão usaram-se os valores de difusibilidade a 60 ºC dos componentes apresentados no livro " As Variações de Temperatura nas Barragens" de A. Silveira [289]. Considerou-se também no

cálculo que o volume de vazios era constante e igual a 10 l/m^3 nos três betões e desprezou-se a contribuição da difusibilidade do ar.

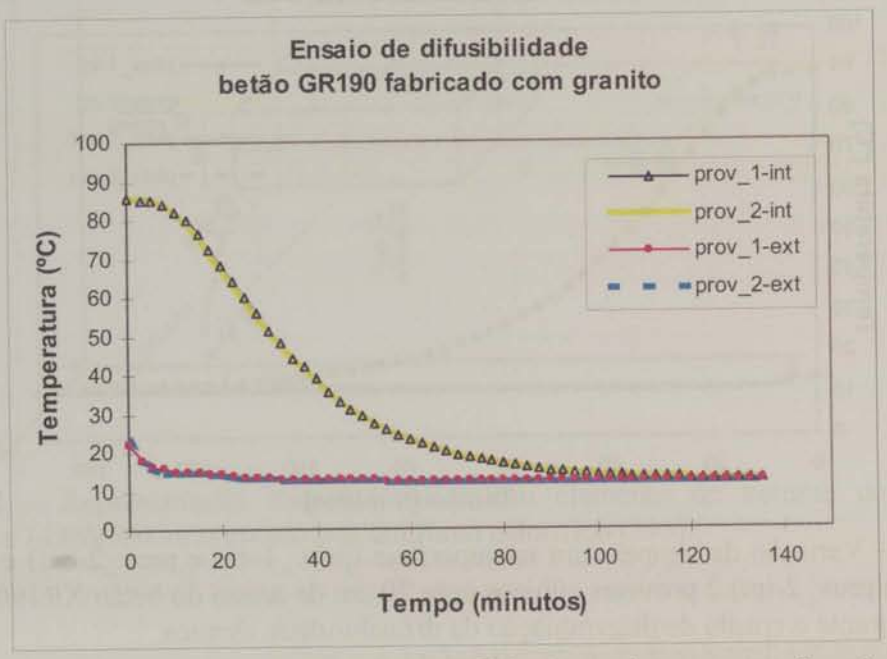


Figura 4.94 – Variação da temperatura na superfície (prov_1-ext e prov_2-ext) e no interior (prov_1-int e prov_2-int) de 2 provetes cúbicos com 20 cm de aresta do betão GR190, fabricado com granito, durante o ensaio de determinação da difusibilidade térmica.

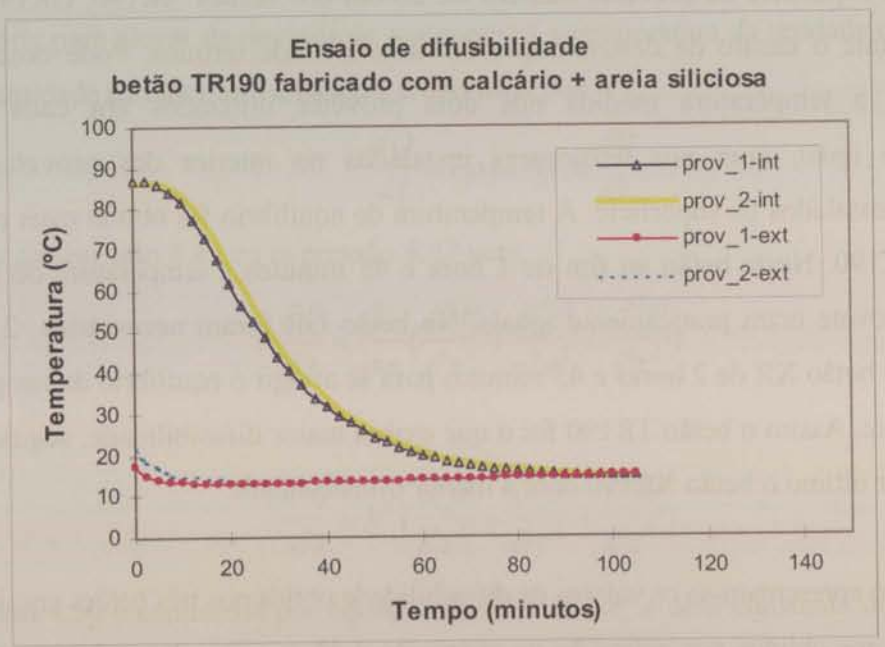


Figura 4.95 – Variação da temperatura na superfície (prov_1-ext e prov_2-ext) e no interior (prov_1-int e prov_2-int) de 2 provetes cúbicos com 20 cm de aresta do betão TR190, fabricado com inertes grossos de calcário e areia siliciosa, durante o ensaio de determinação da difusibilidade térmica.

Os valores estimados teóricos são diferentes dos valores obtidos no ensaio o que é natural dado que as características de difusibilidade dos componentes são valores médios aproximados para 60 °C de temperatura e não os valores reais dos materiais utilizados, para temperatura variável entre cerca de 90 °C e 18 °C. Por outro lado, os volumes de água e de vazios nos provetes também não são conhecidos com rigor o que também tem influência no valor obtido. Apesar das restrições referidas, o que resulta numa precisão grosseira para a estimativa da difusibilidade, os resultados apresentados na figura 4.96 dão indicações interessantes. Por um lado, tanto com os valores teóricos como com os resultados dos ensaios, a maior difusibilidade é obtida no betão TR190 e nos outros dois betões a difusibilidade não difere significativamente. Por outro, a diferença entre o valor teórico e o valor obtido no ensaio é crescente com a porosidade aberta.

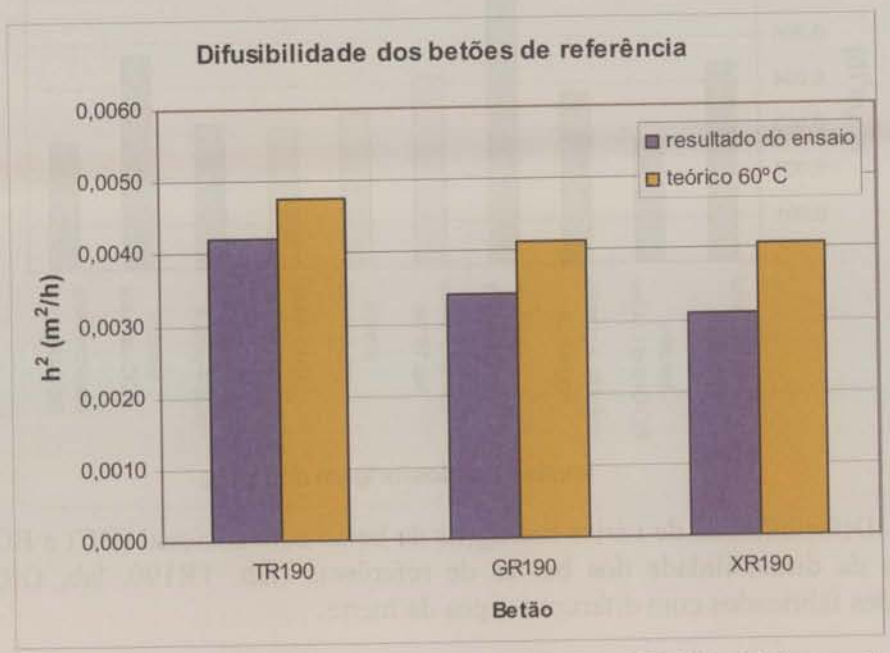


Figura 4.96 – Difusibilidade dos betões TR190, GR190 e XR190. Valores observados nos ensaios e valores calculados pela expressão 4.42, considerando a difusibilidade a 60 °C estimada dos componentes.

Como a um maior volume de vazios corresponde um menor volume de material, se o volume de vazios considerado no cálculo estiver por defeito então o valor teórico da difusibilidade vem superior, como acontece neste caso, e a diferença entre o valor calculado e a difusibilidade real é tanto maior quanto maior for a diferença entre o volume de vazios considerado e o volume de vazios real. A porosidade aberta dos betões TR190, GR190 e XR190 foi respectivamente de 8,9%, 13,2% e 15,0%, e a diferença entre os valores teóricos e os valores reais foi de $5{,}6\times10^{-4}$ m^2/h, $7{,}15\times10^{-4}$ m^2/h e $9{,}75\times10^{-4}$ m^2/h. Assim, a uma maior porosidade aberta poderá corresponder um maior volume de vazios o que está de acordo com o antes evidenciado de que o

betão TR190 exibe menor volume de vazios, seguido por ordem crescente do betão GR190 e do betão XR190.

Na figura 4.97 apresentam-se valores de difusibilidade de betões convencionais [107] e de BCC [187, 208, 239, 244, 294], fabricados com diferentes tipos de inerte, e ainda os resultados obtidos neste trabalho. Os resultados da difusibilidade dos betões de referência são da mesma ordem de grandeza dos valores da difusibilidade dos outros betões. Note-se que nos betões em que os inertes têm afinidade mineralógica a difusibilidade é similar.

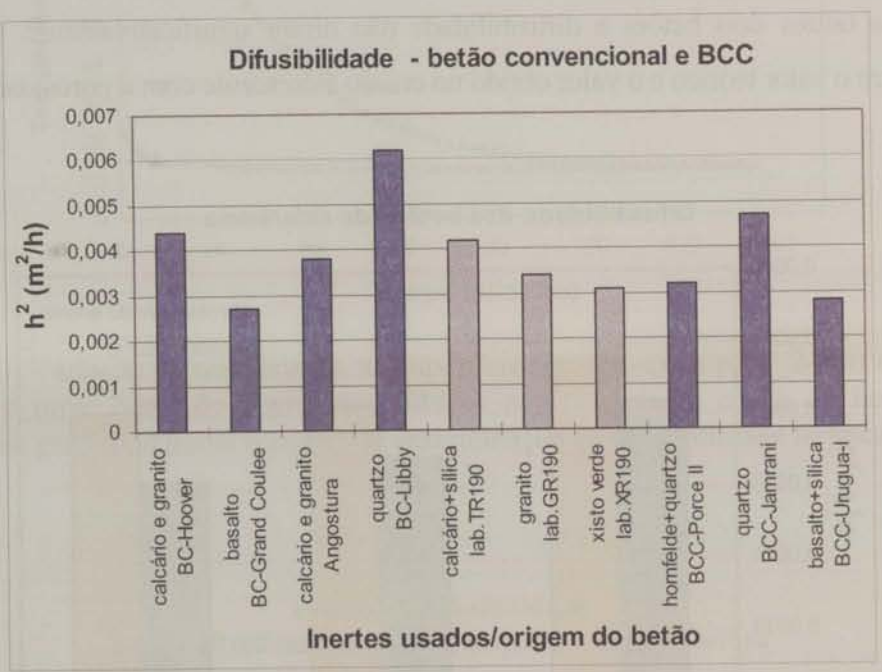


Figura 4.97 - Difusibilidade de várias barragens de betão convencional (BC) e BCC, e ainda os resultados da difusibilidade dos betões de referência (lab. TR190, lab. GR190 e lab. XR190). Betões fabricados com diferentes tipos de inerte.

4.9.4 - Calor específico

O calor específico é a quantidade de calor necessária para elevar da unidade de temperatura a temperatura da unidade de massa do corpo. Como em outras propriedades térmicas, o calor específico do betão depende fundamentalmente do calor específico do inerte utilizado. No entanto, o calor específico do betão não varia muito, apresentando em geral valores entre 0,20 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$ e 0,25 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$ [293, 296]. Mehta [293] refere que o calor específico do betão não é muito afectado pelo tipo de inerte, temperatura ou outros parâmetros. O calor específico do BCC deve variar também, em geral, entre 0,20 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$ e 0,25 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$ [187].

Na barragem de Urugua-I o calor específico medido, num betão fabricado com inertes grossos basálticos e com areia rolada siliciosa, foi de 0,238 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$ [244, 294].

Na barragem de Porce II [208], o calor específico do betão, fabricado com hornefelde e quartzo, foi de 0,218 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$. O desvio padrão em 159 medições efectuadas foi de apenas 0,008 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$.

Nos estudos experimentais [239] efectuados no betão (BCC) para a construção da barragem de Jamrami, na Índia, o calor específico medido foi de cerca de 940 $J.kg^{-1}{}^{o}C^{-1}$, cerca de 0,225 $cal.g^{-1}{}^{o}C^{-1}$, e foi observado que este valor variava pouco com a variação da percentagem de cinzas no ligante. Nesse estudo usaram-se inertes quartzíticos.

5 - LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS

5.1 - INTRODUÇÃO

Nas barragens de BCC, devido ao método de construção por camadas, existem grandes áreas de juntas de betonagem. Como em grande parte das obras de BCC se utilizam camadas de 0,30 m de espessura, existem cerca de 3,3 m^2 de junta por cada metro cúbico de betão colocado. As zonas de ligação entre as camadas podem constituir locais mais débeis da estrutura, nomeadamente no que se refere à permeabilidade, à resistência ao corte e à resistência à tracção. A qualidade da ligação depende de múltiplos factores entre os quais se destacam o tempo decorrido entre a colocação das camadas, as características do betão, o método de colocação e as condições de cura da superfície do betão.

Já nos anos 70, quando se fizeram os primeiros estudos experimentais sobre BCC, se constatou que a fraca ligação entre camadas consecutivas era o principal problema deste tipo de betão [297]. Em estudos experimentais realizados em 1978 na Grã-Bretanha pelo CIRIA foi constatado que as carotes extraídas de blocos experimentais exibiam fraca resistência à tracção na zona de ligação entre camadas. Esse estudo permitiu também concluir que a resistência da ligação aumentava com o teor em pasta da mistura, figura 5.1, podendo atingir a resistência do betão em massa se a relação entre a dosagem de pasta e a dosagem de argamassa fosse superior a cerca de 0,45 e se a ligação se desse ainda na fase plástica do betão da camada inferior.

Como se pode observar pela figura 5.1, já há cerca de duas décadas que se reconhece a importância da ligação entre camadas no comportamento do BCC. Como se irá referir mais à frente neste trabalho, a qualidade da ligação entre camadas nas aplicações em barragens é normalmente considerada no projecto através da especificação de um betão com elevado teor de pasta e na definição de um valor máximo para a maturidade do betão, definida como sendo o produto da temperatura ambiente pelo tempo decorrido entre a colocação de duas camadas consecutivas. Tem-se no entanto constatado que pode não ser suficiente a consideração de apenas aqueles dois factores e que é necessário aprofundar o conhecimento sobre esta zona crítica do BCC [298, 299].

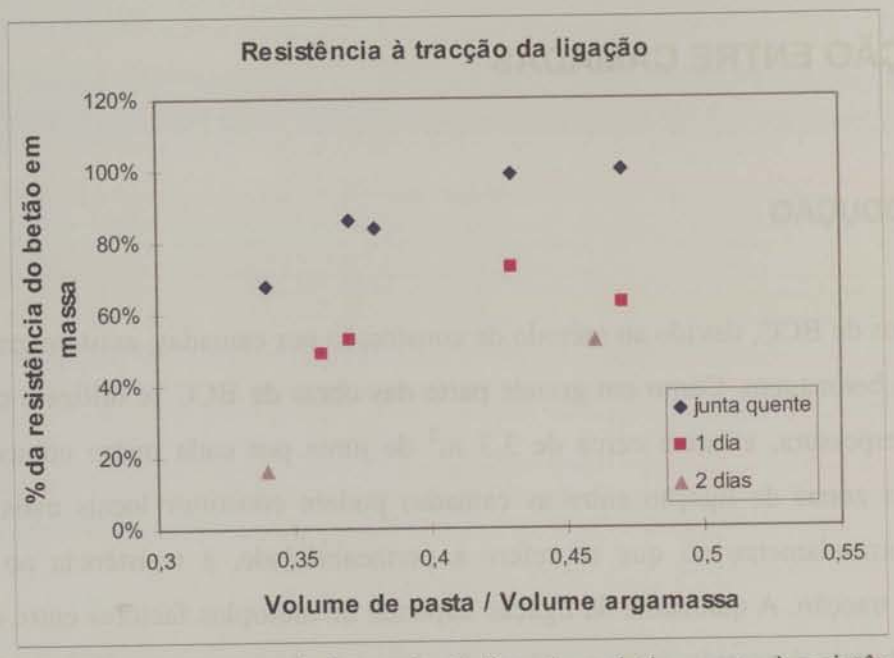


Figura 5.1 – Variação da resistência à tracção da ligação, relativamente à resistência à tracção do betão em massa, em função do volume de pasta e do tempo decorrido entre a colocação das camadas [297].

De seguida apresenta-se uma breve referência aos vários aspectos que influenciam a qualidade da ligação que serão também abordados ao longo deste capítulo na análise dos resultados experimentais.

As características do betão têm uma influência preponderante na qualidade da ligação, nomeadamente a consistência, o tipo de ligante, a incorporação de adjuvantes e o tipo de inertes. Se o betão for muito seco não existem condições para que a pasta migre para a zona de ligação ou pode até nem existir dosagem de pasta suficiente para preencher os espaços entre os inertes. Neste caso a interface entre as duas camadas consiste em grande parte apenas no contacto entre partículas de inerte e a ligação fica muito débil e permeável, o que não se passa no betão com maior teor de pasta, se a compactação for eficaz. O tipo de ligante e a introdução de adjuvantes, particularmente os retardadores de presa, tem influência na presa e endurecimento do betão e alteram assim o período de tempo em que é possível efectuar a ligação ainda com o betão no estado fresco.

O tempo que decorre entre a colocação de duas camadas consecutivas depende dos meios envolvidos no fabrico, transporte, espalhamento e compactação, da dimensão da peça a betonar e do programa de trabalhos.

Os equipamentos de transporte e espalhamento do betão podem alterar ou contaminar a superfície da camada inferior ou ainda provocar a segregação do betão. A compactação também pode afectar a ligação: no caso de ser muito potente pode provocar a segregação da pasta ou, se o betão da camada inferior já iniciou a presa, pode destruir a argamassa superficial; se transmitir pouca energia pode não ser capaz de fazer com que haja interpenetração das camadas ou não ser suficiente para fazer chegar a pasta à zona de interface entre camadas.

Como a velocidade da hidratação do cimento depende da temperatura do betão, o estado de endurecimento em que se encontra o betão superficial, que recebe a camada superior, depende da temperatura ambiente. A humidade relativa tem também influência sobre a capacidade de ligação do betão da camada inferior, na medida em que não só influência os tempos de início e fim de presa mas também porque em ambientes secos pode ocorrer uma excessiva evaporação de água do betão, particularmente com tempo quente e com vento forte. Outro factor a ter em conta durante a cura é a exposição solar da camada inferior. Se durante a cura esta camada estiver sempre coberta de água, as elevações de temperatura no betão devidas aos raios solares são sensivelmente inferiores [300].

Nas secções seguintes deste trabalho apresenta-se o trabalho experimental realizado sobre a zona de ligação entre camadas e a apreciação dos resultados obtidos. O trabalho experimental está dividido em três partes: a primeira, secção 5.22, sobre a ligação de argamassas; a segunda, secção 5.2.3, sobre a ligação de betões; a terceira, secção 5.24, também sobre betões mas com objectivo de clarificar aspectos específicos que não foram suficientemente abordados na segunda parte.

Antes de se descrever o trabalho experimental efectuado para a caracterização do betão da zona de ligação entre a camada inferior e a camada superior, apresentam-se de seguida os diferentes tipos de juntas que se podem formar e refere-se as especificações mais usuais utilizadas na construção de barragens deste tipo.

5.1.1 - Tipos de juntas

Numa secção horizontal do betão em massa a maior parte da área é ocupada por inertes grossos. Nos interstícios das partículas do inerte grosso está uma massa compacta de

argamassa que preenche totalmente a secção. Pelo contrário, numa superfície acabada de compactar praticamente não é visível qualquer inerte grosso e numa espessura que pode atingir metade da máxima dimensão do inerte existe apenas argamassa [300]. Quando a camada superior é colocada antes do início de presa do betão da camada inferior, e durante o período em que a pasta ainda não começou a perder a consistência fluída, a união entre o betão das camadas superior e inferior faz-se de forma que não existe diferença entre o betão na zona da junta e o betão em massa, desde que a compactação seja suficientemente enérgica para que exista interpenetração dos inertes grossos e mistura das argamassas de ambas as camadas. No entanto, na prática, poucas vezes é possível efectuar as betonagens durante o período em que o betão se encontra naquele estado.

Se quando se coloca a camada superior o betão da camada inferior já iniciou a presa, ou já se encontra no estado endurecido, a zona de ligação tem características distintas das do betão em massa, nomeadamente de resistência e de impermeabilidade, a não ser que se tomem medidas especiais para o evitar.

As juntas podem ser divididas em três tipos [300], conforme o estado de endurecimento da camada inferior quando é colocada a camada superior: junta quente; junta fria; junta morna. Embora seja prático fazer esta divisão nem sempre é fácil identificar os limites de cada caso.

Juntas frias

Quando a superfície do betão da camada inferior já está endurecida, não sendo possível retirar a argamassa da camada inferior sem extrair também inertes grossos, está-se numa situação de junta fria. Neste caso, a resistência da camada inferior é suficiente para que esta não seja danificada com a passagem do cilindro que compacta a camada superior. Nas juntas frias, se não se fizer um tratamento especial, por exemplo por limpeza da argamassa superficial da camada inferior e por colocação de uma argamassa de ligação, a resistência da ligação será fraca e a permeabilidade mais elevada.

Juntas quentes

Quando a colocação da camada superior é efectuada antes da presa da camada inferior e a compactação leva à penetração dos inertes grossos da camada superior na camada inferior

está-se em presença de uma junta quente. Neste caso a zona de interface entre camadas não deve ser visível devido à mistura das argamassas e à interpenetração dos inertes grossos das duas camadas. A resistência e a permeabilidade da junta são semelhantes à do betão em massa, podendo no entanto observar-se, nalgumas situações, que as características do betão da zona de ligação são ligeiramente inferiores às do betão em massa.

Juntas mornas

Quando o tempo decorrido entre a colocação de duas camadas consecutivas é tal que a presa do betão da camada inferior já se encontra num estado avançado, mas a argamassa da camada inferior ainda não tem uma resistência significativa, ou seja entre o início e o fim de presa, a junta que se forma pode ser denominada junta morna. Neste caso a colocação e compactação da camada superior pode danificar o betão superficial da camada inferior e alterar significativamente a qualidade da ligação.

5.1.2 - Especificações para a ligação entre camadas

Como a construção de barragens em BCC é ainda uma tecnologia em pleno desenvolvimento, existem muitos problemas para os quais ainda não foram encontradas soluções satisfatórias. Um destes problemas é a existência de muitas juntas horizontais, nas quais o betão apresenta características inferiores às do betão em massa, que podem causar anisotropia no BCC e enfraquecerem a resistência ao corte e à tracção do betão. Efectivamente, quer a resistência ao corte quer a resistência à tracção do betão da zona de ligação entre camadas são características que são tidas em consideração na determinação da segurança das barragens de BCC [28].

Os conceitos atrás apresentados sobre os diferentes tipos de junta são úteis para que depois, na prática, se implementem diferentes tratamentos do betão na zona das juntas. No entanto, as fronteiras entre os vários tipos de juntas não são facilmente identificáveis, optando-se em geral, nos projectos de barragens de BCC, por definir valores limite para o índice de maturidade do betão a partir dos quais se definem os procedimentos para o tratamento das juntas. O índice de maturidade é normalmente traduzida pelo produto entre a temperatura

ambiente junto da superfície do betão e o tempo decorrido entre a colocação de duas camadas consecutivas. A prática de definir índices de maturidade tem todavia alguns inconvenientes porque, por exemplo, se não for garantida a cura contínua de toda a superfície do betão, o método não tem em conta a humidade relativa do ambiente nem a ocorrência de vento. Por outro lado o tempo decorrido entre a colocação de duas camadas consecutivas é impreciso porque os momentos do início e do fim do tempo a contabilizar pode variar desde o início da amassadura até o fim da colocação da camada. Outra limitação deste método é a consideração de que o estado de evolução da presa do betão é semelhante para o mesmo valor do índice de maturidade, sendo questionável que não existam diferenças significativas no betão sujeito a, por exemplo, 10 °C durante 20 horas ou a 30 °C durante 6 horas e 40 minutos [300].

Nalguns casos (Middle Fork, Upper Stillwater, Shuikou, New Victória, etc.) [300], duma forma ainda mais simplificada de abordar o problema, foi definido apenas um limite temporário, entre 6 a 24 horas, a partir do qual seria necessário efectuar o tratamento da junta. No Quadro 5.1 referem-se critérios usados na definição de valores limite para a colocação de camadas.

Na barragem de Pangue [72], no Chile, em todas as juntas de ligação entre camadas foi colocado um betão de ligação, com Dmáx de 20 mm e 340 kg/m^3 de ligante, numa espessura de cerca de 2 cm.

Na técnica Japonesa para construção deste tipo de barragens, com betão RCD, é sempre colocada uma argamassa de ligação entre camadas [300].

Na barragem de Lake Robertson [196], no Canadá, o tempo máximo especificado para a colocação da camada superior foi de 6 horas durante o dia e de 8 horas durante a noite. O início de presa do betão usado nesta barragem situou-se entre as 10 horas e as 18 horas, pelo que a união entre camadas ocorria antes do início de presa do betão da camada inferior.

Mais recentemente têm sido desenvolvidos outros métodos para avaliar o tipo de ligação, nomeadamente aquele que se baseia na resistência à penetração do betão da camada inferior, na altura da colocação da camada superior. O método é semelhante ao utilizado na determinação dos tempos de presa do betão e consiste na medição da resistência à penetração de uma agulha numa amostra de argamassa, obtida por peneiração do betão numa malha de

abertura de 5 mm. É estabelecido um valor limite para a resistência à penetração a partir do qual se considera que já não é possível obter uma boa ligação entre camadas. O valor da pressão que corresponde a este limite pode no entanto variar em função da consistência do betão. No projecto Nacional Francês BaCaRa [301] é recomendada uma tensão limite de 50 MPa para a resistência à penetração de uma agulha de 8 mm^2 de área, inserida até uma profundidade de 25 mm de profundidade numa argamassa compactada.

Quadro 5.1 - Especificação de maturidade para colocação das camadas [10, 300]

Barragem	Maturidade/tempo máximo
Willow Creek	1600 °F.h
Upper Stillwater	24 h
Castilblanco	200 °C.h ou 8 h
Galesville	500 °F.h
Monksville	280 °F.h ou 5 h
De Mist Kraal	250 °C.h
Cedar Falls	560 °F.h
Stacy	278 °C.h
Milton Brook	72 h
Zaaihoek	250 °C.h
Santa Eugénia	120 a 150 °C.h ou 6-9 h
Bayona	150 °C.h
Los Morales	12 h
Middle Fork	10 h
Lower Chase Creek	500 °F.h
Stagecoach	500 °F.h
Kengkou	220 °C.h ou 16 h
Shuikou	6 h
Yantan	Fim de presa
Aoulouz	230 °C.h
Urugua-I	700 °C.h ou 24 h
Concepción	700 °C.h ou 60 h
New Victoria	24 h
Riou	14 h ou 24 h

Através da utilização de ondas ultra-sónicas é possível também identificar a evolução da hidratação no betão e assim estimar o tempo máximo para colocação da camada superior. G. Corneloup e V. Garnier [302], num trabalho publicado na revista "Matériaux et Constructions" da RILEM (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures), referem que é possível relacionar a velocidade de propagação das ondas ultra-sónicas com a hidratação do ligante, de forma a identificar a formação massiva de produtos hidratados CSH no betão. O tempo decorrido entre o início da amassadura e a formação massiva de CSH é designado por "délai de maniabilité", após o qual a possibilidade

de ligações microestruturais entre a camada superior e a camada inferior não é suficientemente numerosa para assegurar a resistência da interface.

Os tratamentos da superfície do betão nas juntas, que é usual utilizar na construção de barragens de BCC são os seguintes [54]:

- na junta quente remover a água e os detritos por camião de limpeza por vácuo;
- na junta morna limpar a superfície com escova de aço e remover a água e os detritos;
- na junta fria projectar um jacto de areia ou água em pressão, removendo depois a água e os detritos.

5.2 - CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS

5.2.1 - Objectivo

As características do betão na zona de ligação entre camadas são, em geral, diferentes das características do betão em massa. A qualidade da ligação depende, entre outros parâmetros, do estado de endurecimento da camada inferior, das condições de cura e das características do betão. Para identificar factores que influenciam a qualidade da ligação foram efectuados estudos sobre argamassas e betões com diferentes composições e fabricados com juntas em que a superfície base foi sujeita a diferentes condições de conservação.

Nos estudos em argamassas, mais fáceis de executar e efectuados previamente aos estudos em betões, pretendeu-se também obter informações que permitissem restringir o número de ensaios a efectuar sobre os betões.

5.2.2 – Estudos sobre argamassas

5.2.2.1 – Descrição dos ensaios realizados

Foram efectuados ensaios de aderência de argamassas para avaliar a capacidade de ligação de misturas fabricadas com diferentes dosagens de cinzas volantes. A ligação entre argamassas foi

realizada com diferentes intervalos de tempo e para distintas condições de exposição da superfície da argamassa a ligar.

A aderência foi determinada por ensaios de flexão de provetes de 4 cm x 4 cm x 16 cm preparados de forma a terem duas partes iguais de argamassa, ligadas por uma superfície vertical perpendicular às tensões de tracção e compressão provocadas pelo ensaio de flexão. Os provetes foram preparados em duas fases: a primeira consistiu em fabricar uma metade com 4 cm x 4 cm x 8 cm e a segunda, 24 horas ou 48 horas depois, enchendo o resto do molde de 4 cm x 4 cm x 16 cm. Durante a preparação da primeira metade do provete foi colocado no molde, de 4 cm x 4 cm x 16 cm, um taco liso de madeira com 4 cm x 4 cm x 8 cm, para ocupar o espaço destinado à segunda metade, que foi retirado logo após o fim de presa da argamassa. A preparação de cada uma destas duas metades, no que se refere ao fabrico e à compactação dos provetes, e o ensaio de flexão foram efectuados seguindo a norma NP EN 196-1. A cura da superfície de ligação foi efectuada de 3 formas distintas: 24 horas a 20±1 °C e 95%±5% hr; 24 horas a 20±2 °C e 65%±5% hr; 48 horas a 20±2 °C e 65%±5% hr. Após o fabrico da segunda metade os provetes foram conservados durante mais 24 horas a 20±1 °C e 95%±5% hr e depois colocados em água doce a 20±1 °C. A maturidade das ligações às 24 horas e às 48 horas, definida como o produto do tempo pela temperatura, foi de, respectivamente, 480 °C.hora e 960 °C.hora.

Foram também preparados provetes de argamassa com 4 cm x 4 cm x 16 cm sem junta, fabricados de acordo com a norma NP EN 196-1.

A dosagem de água nas argamassas com cinzas volantes foi ajustada de forma a que o espalhamento fosse igual à argamassa sem cinzas volantes. A dosagem de água das argamassas sem cinzas volantes foi igual à prevista na NP EN 196-1, ou seja metade da dosagem de cimento (225 ml de água para 450 g de cimento). Os materiais utilizados foram o cimento I 32,5 R (A) e as cinzas S. As características destes materiais foram apresentados na secção 3.5.1.3 e as dosagens dos componentes estão descritas no Quadro 3.17 da secção 3.5.1.4.

As composições das argamassas fabricadas podem ser divididas em dois grupos: um em que a dosagem de ligante foi mantida constante (C+F=450g), com um traço seco de 1:3, cujos resultados estão apresentados nas figuras 5.2 a 5.7 e 5.11; e outro em que a dosagem de ligante variou, com traços entre 1:1,5 a 1:2,6, cujos resultados estão apresentados nas figuras

5.8 a 5.10 e 5.12 a 5.14. A dosagem de cinzas no ligante variou entre 0% a 50% nas argamassas com traço 1:3 e entre 26% e 75% nas outras argamassas.

5.2.2.2 – Apresentação e análise dos resultados

Nas figuras 5.2 a 5.5 apresentam-se resultados da aderência de argamassas fabricadas com diferentes percentagens de substituição de cimento por cinzas volantes, para diferentes condições de cura da superfície a ligar. Como foi já mencionado, a aderência foi medida por ensaios de resistência à flexão aos 7 dias, 28 dias e 90 dias.

Nas figura 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam-se os resultados relativos à cura a, respectivamente, 24 horas a 65% hr, 24 horas a 95% hr e 48 horas a 65% hr. Em todos os casos estudados a aderência diminuiu com o aumento da dosagem de cinzas volantes. Esta diminuição foi um pouco mais acentuada nas superfícies com cura a humidade mais baixa, figuras 5.2 e 5.4 relativas à cura a 65% hr. Apesar da resistência à compressão e à flexão, aos 90 dias, das argamassas com 15% e 30% de cinzas ter sido superior à resistência da argamassa sem cinzas, à mesma idade, como se observou na secção 3.5.1.5, a aderência das argamassas com estas dosagens de cinzas foi inferior à aderência das argamassas sem cinzas.

Esta diferente tendência da resistência da ligação das argamassas com 15% e 30% de cinzas pode estar relacionada com a menor quantidade de partículas de clínquer na superfície de ligação destas argamassas, relativamente à argamassa sem cinzas. As argamassas com maior dosagem de clínquer podem, eventualmente, criar uma ligação mais forte entre os produtos de hidratação CSH de ambas as metades dos provetes. Esta tendência poderá, no entanto, ser anulada em idades mais tardias, mas com os ensaios realizados não é possível verificar esta hipótese.

Na figura 5.5 apresenta-se a relação entre a resistência à flexão dos provetes fabricados de uma só vez, sem junta, e a aderência dos provetes com juntas. As argamassas foram fabricadas com traço 1:3 e sem cinzas volantes. Nesta figura pode observar-se que a resistência da ligação é muito inferior à resistência à flexão dos provetes fabricados sem juntas. A aderência não variou significativamente com a condição de cura.

Nas figuras 5.6 a 5.14 apresentam-se também os resultados relativos a provetes fabricados com ou sem junta. Estas figuras, porém, referem-se a argamassas com cinzas volantes e foram fabricadas com traços diferentes. Apesar das composições das argamassas serem diferentes, mantém-se em todos os casos a tendência observada na figura 5.5, ou seja, a resistência da ligação é muito inferior à resistência à flexão dos provetes fabricados sem juntas e a aderência não variou significativamente com a condição de cura. A relação entre a resistência à flexão dos provetes com junta e a resistência à flexão dos provetes sem junta variou, em geral, entre 0,31 e 0,64, situando-se o valor médio próximo de 0,5.

Observa-se assim que, para as argamassas estudadas, quando a maturidade é de 480 °C.hora ou superior a resistência da ligação é, grosso modo, cerca de metade da resistência da argamassa.

A semelhante tendência de diminuição da resistência à flexão, observada nos três casos de conservação da superfície base testados, sugere que a ligação não é significativamente alterada pela condição de cura. Porém, as ligações foram sempre efectuadas após o fim de presa da argamassa de base.

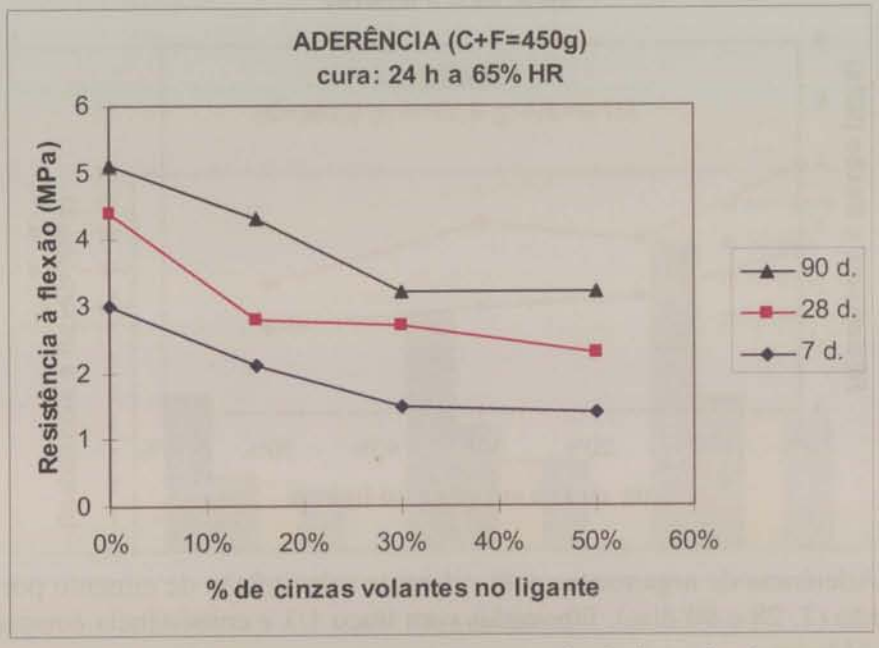


Figura 5.2 – Aderência de argamassas com diferente substituição de cimento por cinzas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. Cura: 1 dia a 20°C e 65% hr.

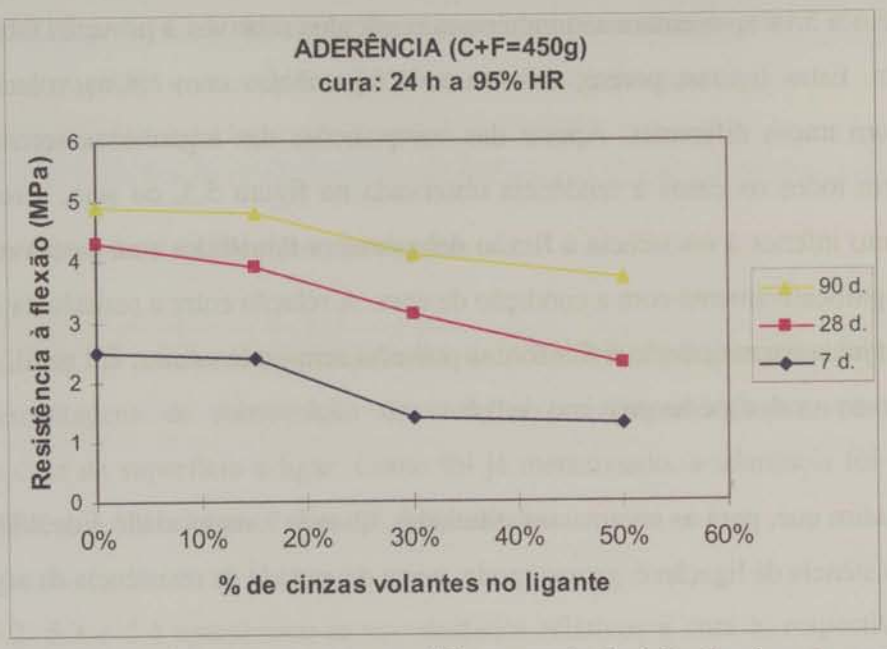


Figura 5.3 – Aderência de argamassas com diferente substituição de cimento por cinzas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. Cura: 1 dia a 20°C e 95% hr.

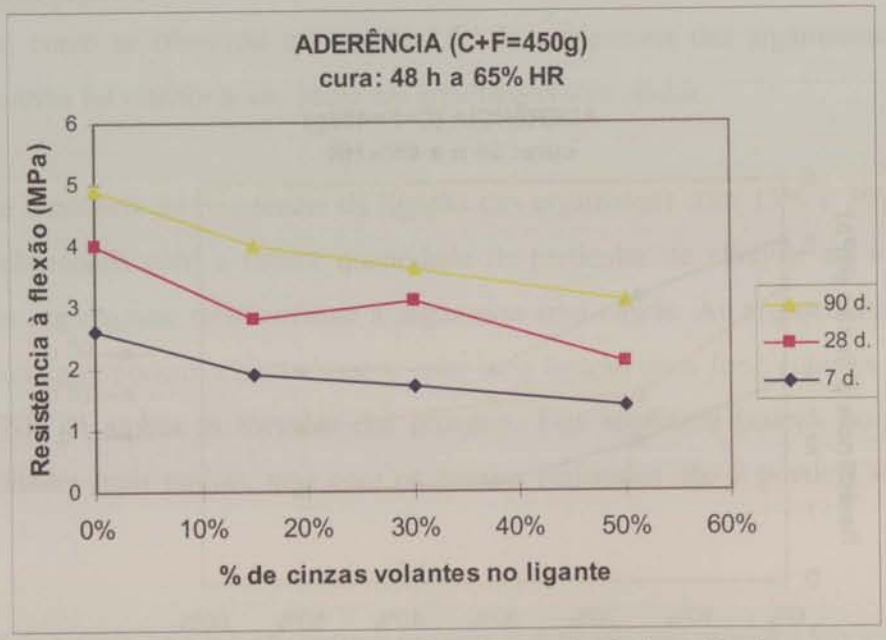


Figura 5.4 – Aderência de argamassas com diferente substituição de cimento por cinzas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. Cura: 2 dias a 20°C e 65% hr.

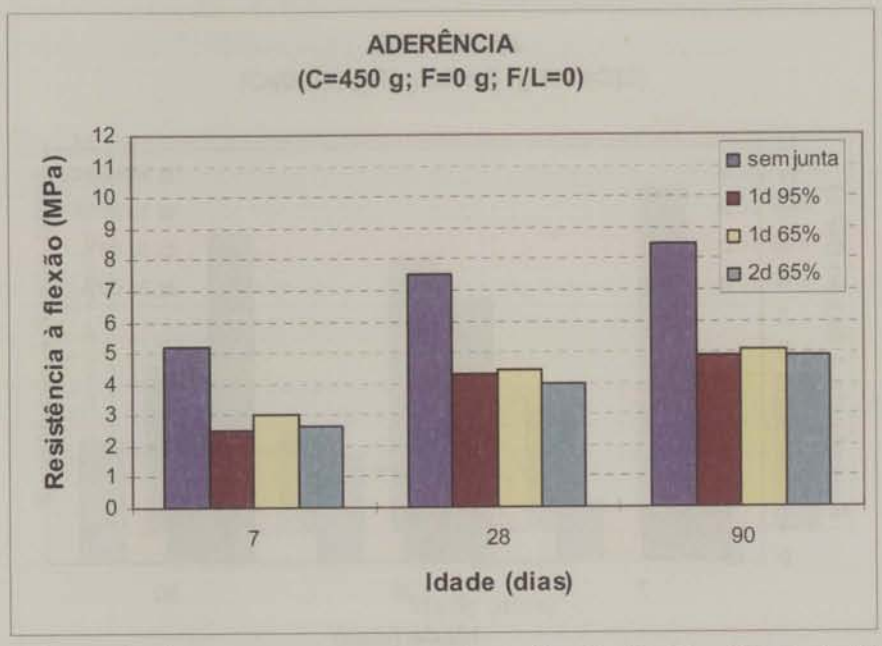


Figura 5.5 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. C+F=450, F/L=0. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

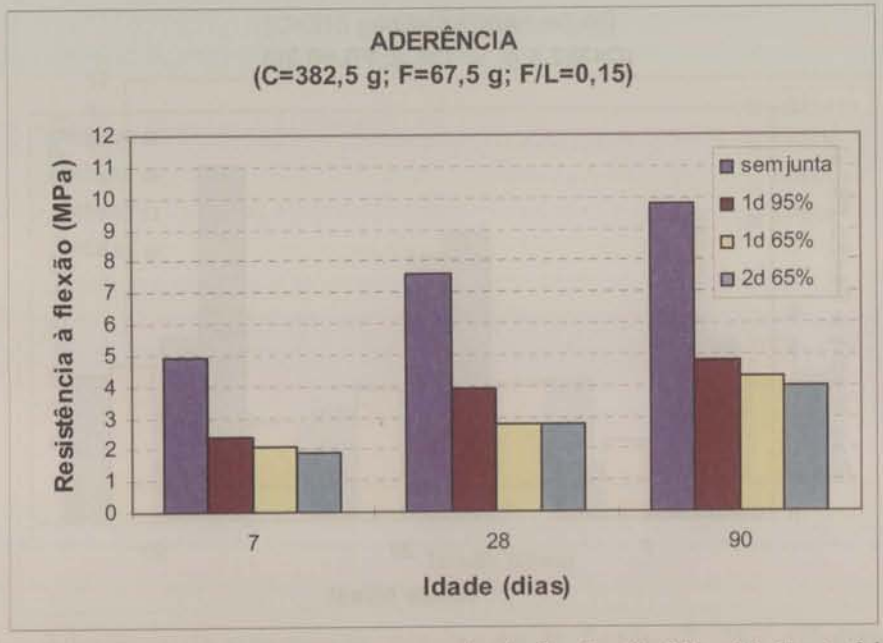


Figura 5.6 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. C+F=450, F/L=0,15. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

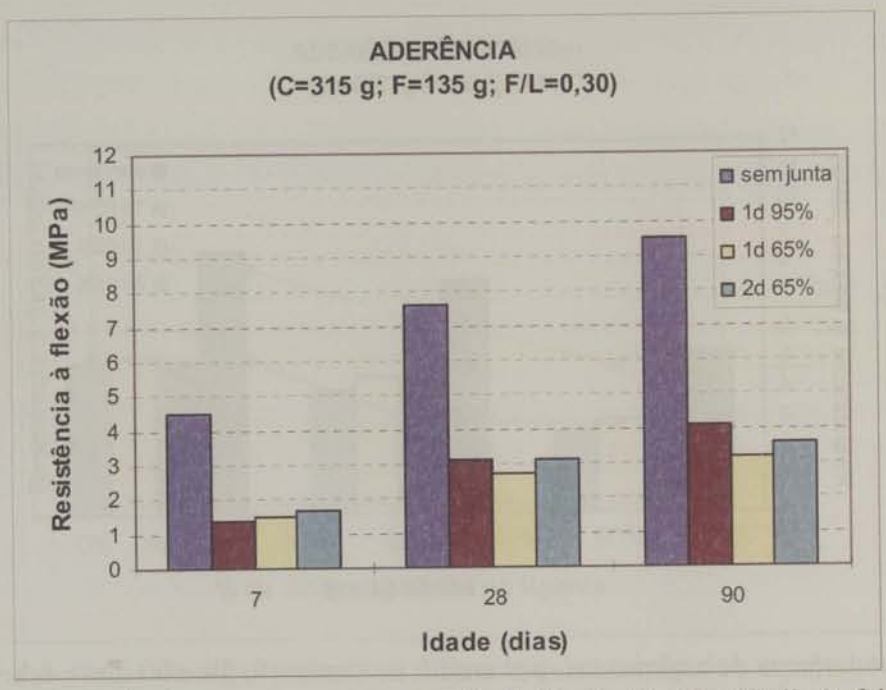


Figura 5.7 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. C+F=450, F/L=0,30. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

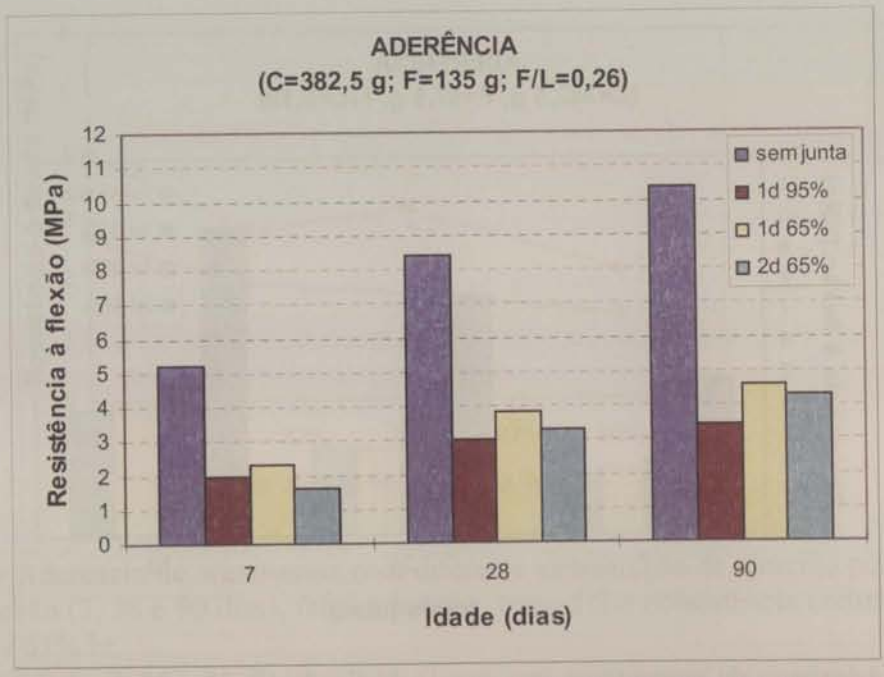


Figura 5.8 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:2,6 e consistência constante. C+F=517,5, F/L=0,26. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

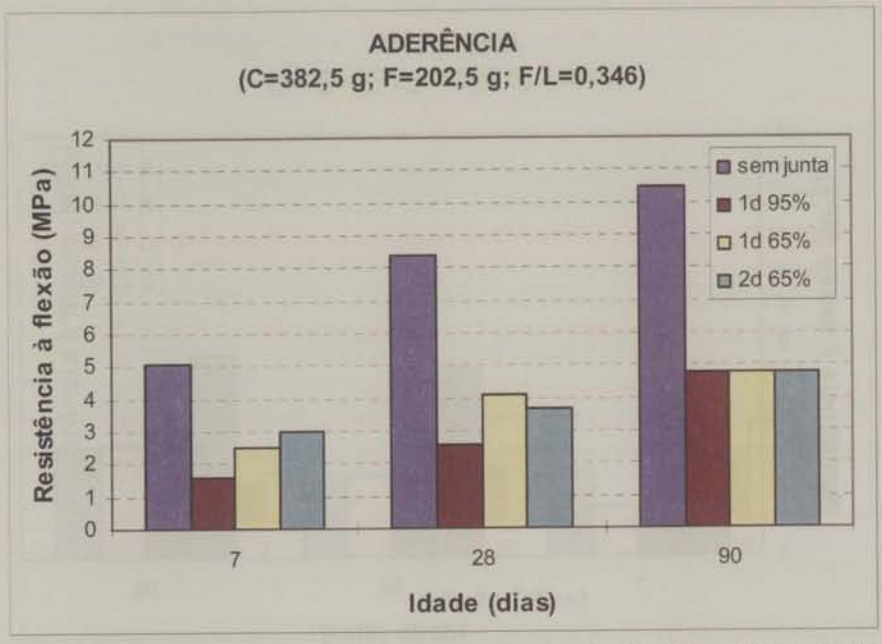


Figura 5.9 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:2,3 e consistência constante. C+F=585, F/L=0,346. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

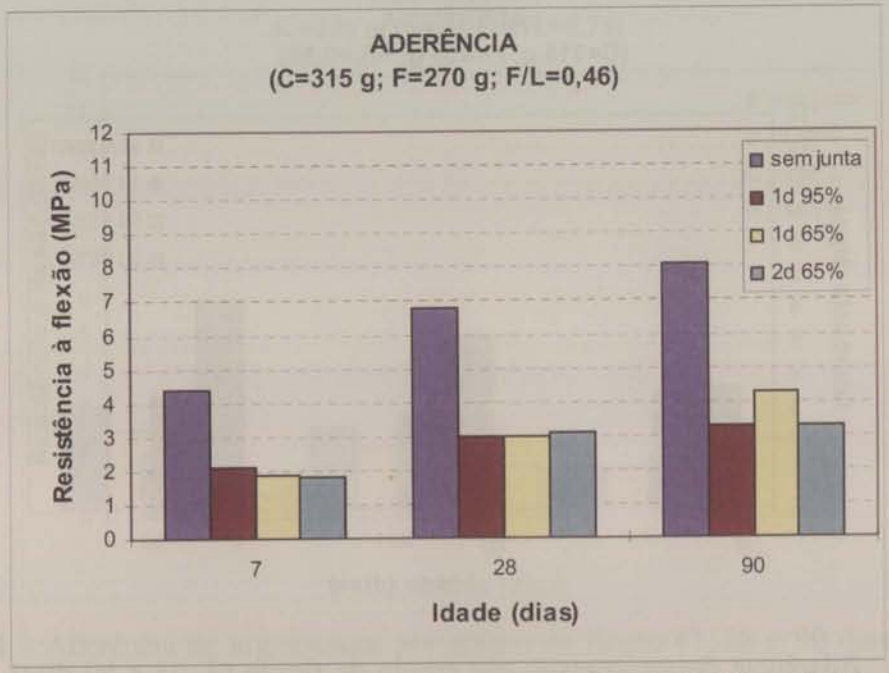


Figura 5.10 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:2,3 e consistência constante. C+F=585, F/L=0,46. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

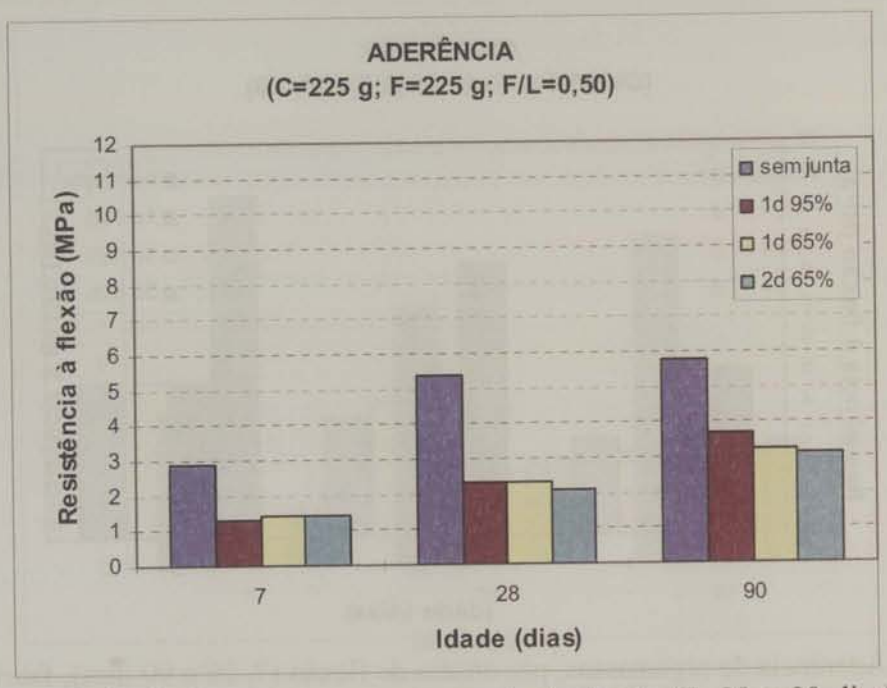


Figura 5.11 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:3 e consistência constante. C+F=450, F/L=0,5. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

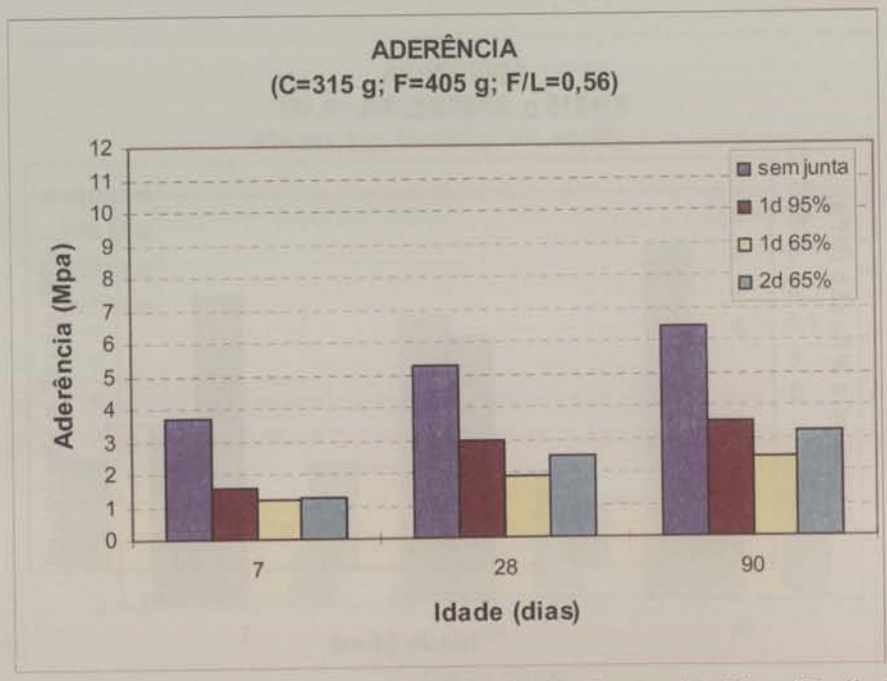


Figura 5.12 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:1,87 e consistência constante. C+F=720, F/L=0,56. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

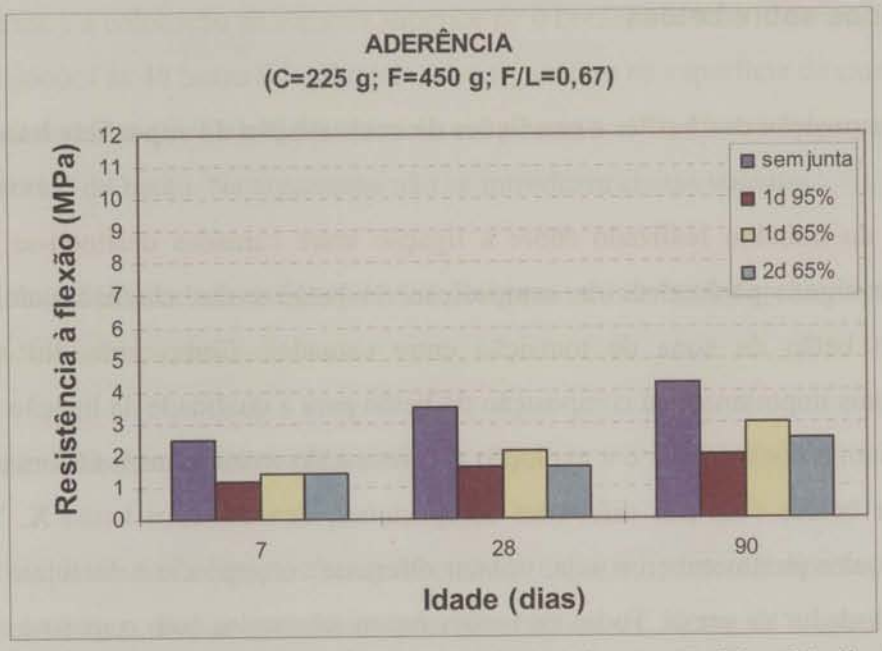


Figura 5.13 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:2 e consistência constante. C+F=675, F/L=0,67. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

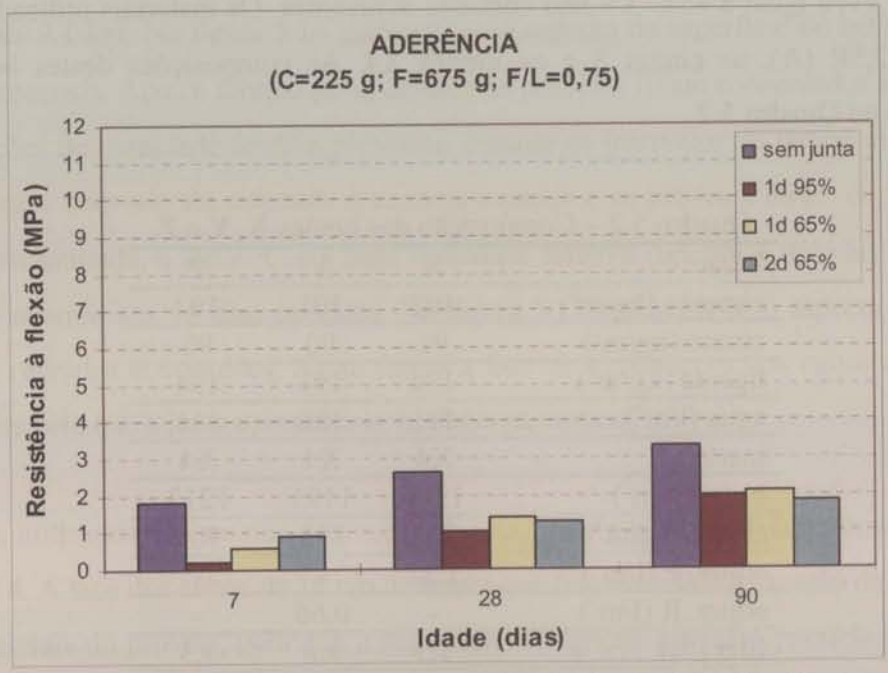


Figura 5.14 – Aderência de argamassas, por ensaio de flexão (7, 28 e 90 dias), fabricadas com traço 1:1,5 e consistência constante. C+F=900, F/L=0,75. Resultados obtidos nos provetes sem junta e com junta sujeita a três condições de cura.

5.2.3 - Estudos sobre betões

5.2.3.1 – Composição dos betões e condições de conservação da superfície base

O objectivo do trabalho realizado sobre a ligação entre camadas destinou-se a avaliar a influência de alguns parâmetros da composição do betão e das condições de ligação na qualidade do betão da zona de transição entre camadas. Como atrás foi referido, os parâmetros mais importantes da composição do betão para a qualidade da ligação são aqueles que influenciam a consistência e a evolução da presa e do endurecimento. Foram realizados ensaios sobre betões com três diferentes composições, denominados betão **X**, **Y** e **Z**, que diferiam naqueles parâmetros, ou seja, tinham diferente consistência e incluíam ou não um adjuvante retardador de presa. Todos os betões foram fabricados com o mesmo cimento e o mesmo tipo de inertes. A granulometria dos sólidos seguiu a curva de referência cúbica ($p = \sqrt[3]{d/D}$). O betão **X** tinha uma consistência Vêbê igual a 20±3 s e incluía um adjuvante plastificante (P). O betão **Y**, menos seco, tinha uma consistência Vêbê igual a 10±3 s e continha um adjuvante retardador de presa (R). O betão **Z**, o mais seco, tinha uma consistência Vêbê igual a 45±5 s e não continha adjuvantes. Os materiais utilizados foram o cimento I 32,5R (A), as cinzas S e os inertes X4. As composições destes betões estão apresentadas no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Composição dos betões **X**, **Y** e **Z**

Betão	X	Y	Z
cimento (kg/m^3)	102	101	102
cinzas (kg/m^3)	92	90	92
ligante (kg/m^3)	194	191	194
água (l/m^3)	111	126	111
inerte	X4	X4	X4
brita(kg/m^3)	1210	1193	1212
areia* (kg/m^3)	908	896	909
adjuv. P (l/m^3)	1,52	-	-
adjuv. R (l/m^3)	-	0,66	-
filer (%)	3,3	3,3	3,3
A/(C+F)	0,57	0,67	0,57

* Inclui a dosagem de filer.

No que se refere às condições de ligação, foram testadas as seguintes situações: cura a humidade relativa de 50% ± 5% e cura na câmara saturada com humidade relativa superior a 95% (mais a frente referida como a 100% hr); intervalo de tempo entre a colocação da

camada inferior e a colocação da camada superior de 0 horas, 6 horas, 12 horas, 24 horas e 48 horas. Nas ligações às 48 horas foi colocada uma argamassa na superfície da camada inferior, com traço 1:3 e relação A/C de 0,76. A areia e o cimento utilizados na argamassa foram os usados no fabrico do betão. Na argamassa não se introduziu cinzas volantes.

Para cada situação estudada foram preparados dois provetes de betão, apresentando-se apenas a média dos dois valores obtidos.

5.2.3.2 – Descrição dos ensaios realizados

Para avaliar a qualidade da ligação foram efectuados ensaios de tracção directa, de corte e de permeabilidade à água. Foram preparados provetes cúbicos de 15 cm de aresta fabricados em duas partes, cada uma delas com cerca de 7,5 cm de altura. Os provetes cúbicos foram fabricados de forma semelhante à utilizada com os provetes cilíndricos de 15 cm x 30 cm, ou seja, segundo a ASTM C 1176-91 na mesa Vêbê com auxílio de uma sobrecarga de 9,1 kgf, mas neste caso apenas em duas camadas de 7,5 cm e não em três camadas de 10 cm de altura. Na figura 5.15 mostra-se um provete cúbico de 15 cm de aresta a ser moldado na mesa Vêbê com a sobrecarga de 9,1 kgf. Na figura 5.16 apresenta-se o aspecto da superfície do betão da camada inferior compactada. Após o fabrico desta camada os provetes foram conservados a 20±2 °C nas duas condições de humidade relativa previstas, durante os intervalos de tempo atrás referidos. Ao fim de cada intervalo foi colocada a camada superior e os provetes foram depois mantidos numa câmara saturada, a 20±2 °C e a uma humidade relativa superior a 95% hr, até à data de ensaio, que ocorreu aos 90 dias de idade. Na figura 5.17 apresenta-se o aspecto dos provetes após serem retirados dos moldes. Nesta figura a face de enchimento dos cubos está colocada verticalmente pelo que a junta apresenta-se também na vertical.

Os métodos utilizados nos ensaios de tracção directa, corte e permeabilidade foram já descritos no capítulo 4. A face dos cubos de 15 cm de aresta que foi submetida à pressão da água foi uma das faces laterais do provete, para que a superfície de ligação estivesse paralela à direcção do escoamento da água. A área não impermeabilizada das faces do cubo sujeitas à passagem do caudal de água foi, neste caso, de 7,5 cm x 7,5 cm, e não de 10 cm x 10 cm como se usou no ensaio de permeabilidade de cubos de 20 cm de aresta. Como se pretendia apenas uma avaliação comparativa das diferentes condições de ligação, apesar de a junta poder ser um caminho preferencial para a passagem da água, o coeficiente de permeabilidade do betão foi também

determinado considerando o betão homogéneo.

Para avaliar o estado de endurecimento do betão da camada inferior na altura da colocação da camada superior, foi determinada a resistência à penetração dos betões **X**, **Y**, e **Z**, de forma semelhante à utilizada na determinação dos tempos de presa do betão convencional, ou seja seguindo a norma NP 1387. Para este ensaio o betão depois de fabricado foi crivado no peneiro nº 4 da série ASTM, com malha de abertura de 4,75 mm, e colocado num molde cúbico de 15 cm de aresta em duas camadas. Cada camada foi sujeita a uma compactação por vibração e por compressão na mesa Vêbê. A sobrecarga de compactação utilizada usada foi de 9,1 kgf e o tempo de vibração foi o necessário para que ocorresse a formação de um anel de pasta no contorno do disco de compactação. Após a compactação das duas camadas o provete foi conservado no molde a 20±2 °C, coberto por um filme plástico para evitar a troca de humidade com o exterior. A superfície do betão foi depois sujeita aos ensaios de penetração. Segundo a norma NP 1387 os tempo de início e de fim de presa correspondem a resistências à penetração de 3,5 MPa e 27,6 MPa, respectivamente.

A resistência à compressão aos 90 dias dos betões **X**, **Y**, e **Z**, determinada em provetes cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, está apresentada no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Resistência à compressão dos betões **X**, **Y** e **Z**.

Betão	Resistência à compressão 90 dias (MPa)*
X	26,6
Y	20,9
Z	18,3

* Determinada em cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

5.2.3.3 - Resistência à tracção directa

O ensaio de tracção directa foi efectuado de forma idêntica à descrita no capítulo 4, na secção 4.3, com excepção no que se refere à dimensão dos provetes e das placas de aço. As duas placas de aço inoxidável que foram coladas às superfícies rectificadas dos provetes cúbicos de 15 cm de aresta tinham uma secção de 15 cm x 15 cm, igual à secção dos provetes. Nestas placas também existia um orifício centrado onde foi aparafusado o tirante que exercia a força de tracção. Como foi referido no capítulo 4, o sistema de fixação da máquina de tracção ao

tirante é articulado de forma a evitar a transmissão de momentos flectores. A colagem das placas foi efectuada nas superfícies do provete paralelas à junta, ficando a superfície de ligação perpendicular à linha de acção da força de tracção.

Nas figuras 5.18, a 5.20 apresentam-se os resultados obtidos nos 3 betões ensaiados, para as ligações às 0 horas, 6 horas, 12 horas e 24 horas. A ligação às zero horas corresponde aos provetes sem junta, ou seja aos provetes em que a camada superior foi colocada logo após a compactação da camada inferior.

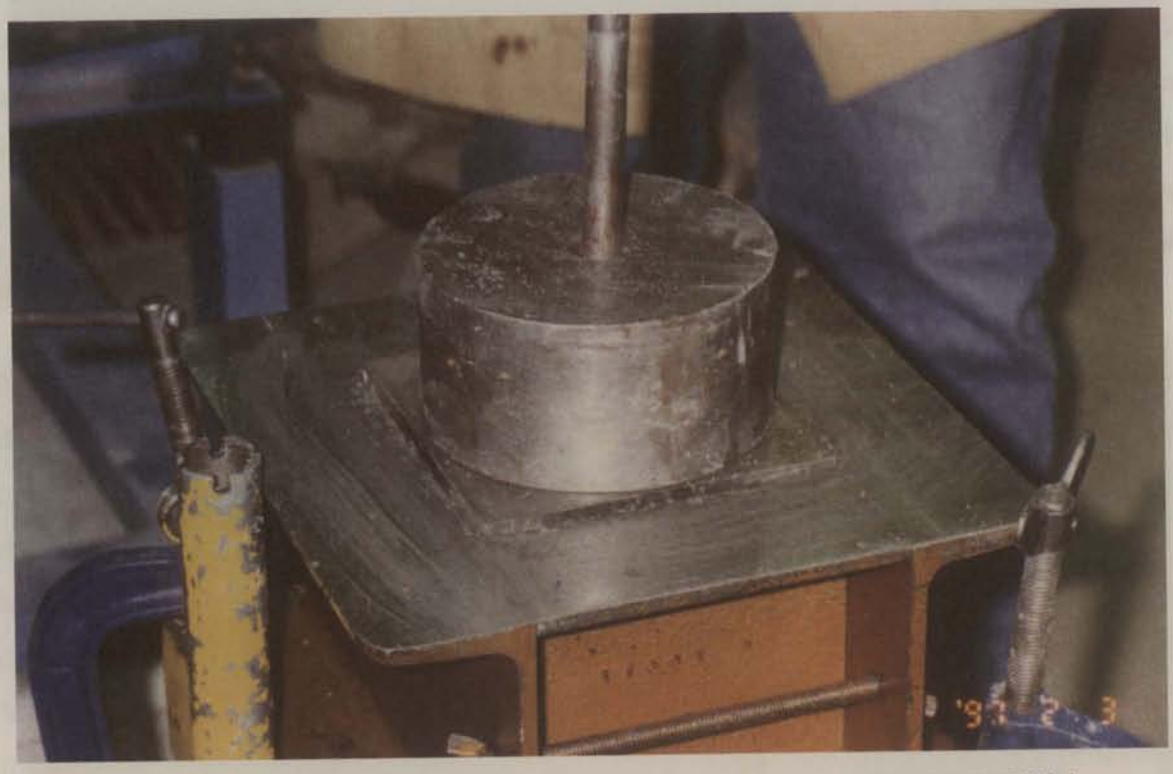


Figura 5.15 – Fabrico dos provetes cúbicos de 15 cm de aresta na mesa Vêbê.

Os dados apresentados na figura 5.18, relativos ao betão **X**, revelam que a resistência à tracção da ligação correspondeu a cerca de metade, 45% a 60%, da resistência do betão em massa, sendo pouco afectada pela humidade relativa e pelo intervalo de tempo; nota-se porém que a resistência da ligação às 24 horas foi inferior à resistência das ligações às 6 horas e 12 horas. A resistência dos provetes conservados a 100% hr foi superior à dos provetes conservados a 50% hr, excepto na ligação às 6 horas em que ocorreu o oposto. Na figura 5.24, apresentada mais à frente, sobre a resistência à penetração dos betões, pode observar-se que o início de presa do betão X ocorreu antes das 6 horas e o fim de presa por volta das 12

horas. A resistência à tracção das ligações às 6 horas e às 12 horas foi muito inferior à resistência do betão em massa, representada pela resistência da ligação às 0 horas. Os resultados indicam assim que quando a ligação é efectuada após o início de presa da camada inferior pode ocorrer uma quebra acentuada das características do betão na zona de união entre as duas camadas.

Na figura 5.19 , correspondente ao betão **Y**, observa-se que houve variação da resistência com o intervalo de tempo decorrido entre a colocação das camadas. A resistência da ligação variou entre 26% e 77% da resistência do betão em massa. A resistência mais elevada foi obtida às 6 horas, para uma humidade relativa de 100%. Em ambas as condições de humidade, 50% e 100%, o valor mínimo da resistência ocorreu às 12 horas, respectivamente 26% e 38% da resistência do betão em massa. A resistência dos provetes conservados a 100% hr foi, em todos os casos, superior à resistência dos provetes conservados a 50% hr.

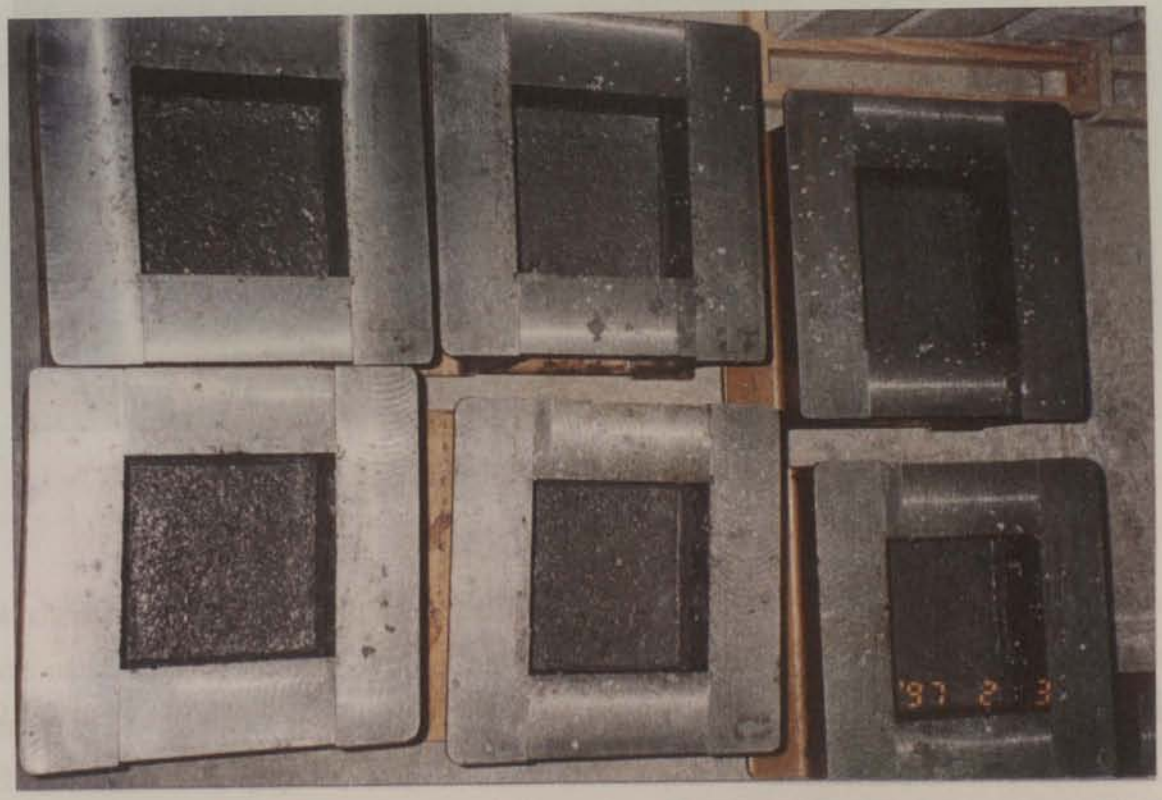


Figura 5.16 – Moldes cúbicos de 15 cm de aresta com a camada inferior colocada.



Figura 5.17 - Provetes cúbicos de 15 cm de aresta após serem retirados dos moldes. A face de enchimento dos cubos está colocada na vertical pelo que a junta apresenta-se também na vertical.

Na figura 5.24 observa-se que o início de presa do betão **Y** ocorreu antes das 6 horas e o fim de presa após as 48 horas. Apesar do início de presa ter ocorrido antes das 6 horas observa-se que a resistência da ligação efectuada a este intervalo de tempo é mais próxima da resistência do betão em massa do que a obtida no betão **X**. A resistência à penetração do betão **Y** às 6 horas foi inferior à observada no betão **X**, o que indica que estava menos endurecido. Apesar de às 6 horas a resistência à penetração na argamassa ser superior a 3,5 MPa, a pasta do betão **Y** pode, eventualmente, ter ainda alguma trabalhabilidade. Efectivamente, como areia é formada por partículas britadas com elevado índice volumétrico, a resistência à penetração pode ser um aferidor grosseiro do estado da evolução da presa nestas argamassas que são relativamente secas.

A figura 5.20, relativa ao betão **Z**, mostra que a resistência da ligação foi em todas as condições de conservação muito baixa, apresentando valores entre 9% e 39% da resistência do betão em massa. A resistência da ligação nos provetes conservados a 100% hr foi superior à resistência dos provetes conservados a 50% hr, excepto na ligação às 12 horas em que se observou o oposto, apesar dos resultados das 12 horas serem similares em ambas as condições de humidade relativa. No betão **Z** a resistência à penetração às 6 horas era já de 16 MPa, o que indica que por esta altura a presa estava já num estágio avançado. Como o fim de

presa ocorreu por volta das 10 horas, a ligação às 24 horas foi efectuada já com o betão da camada inferior endurecido. A resistência da ligação às 6 horas a 100% hr foi ligeiramente superior à resistência das restantes ligações. A resistência da ligação às 6 horas a 50% hr foi similar à resistência das ligações às 12 horas e às 24 horas. Apesar de às 6 horas a resistência à penetração na argamassa indicar que por essa altura o betão estaria entre o início e o fim de presa, como a superfície foi conservada a 50% hr a secagem do betão superficial deve ter acelerado o endurecimento, como se pode inferir pela fraca resistência à tracção da ligação.

Observa-se assim, também no betão **Z,** que quando a ligação das camadas se dá após o início de presa da camada inferior, a resistência à tracção da ligação é muito inferior à resistência do betão em massa.

Nas figuras 5.21 e 5.22 os resultados da resistência à tracção das ligações estão apresentados confrontando o desempenho dos 3 betões. Na figura 5.21 estão apresentados os resultados dos provetes em que a superfície de ligação foi conservada a 100% hr e na figura 5.22 os resultados da resistência à tracção dos provetes em que a superfície de ligação foi conservada a 50% hr.

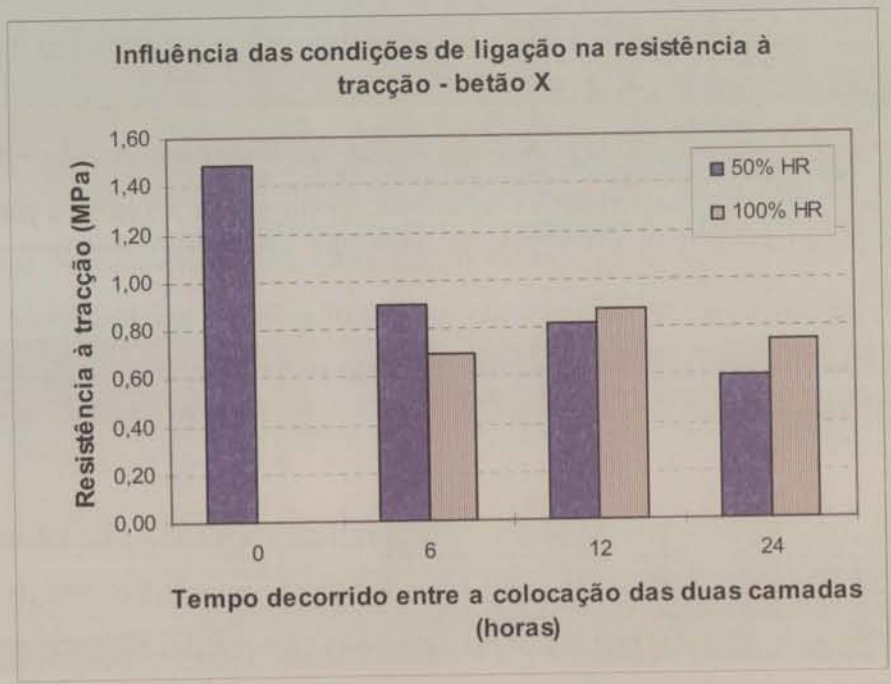


Figura 5.18 – Resistência à tracção da ligação do betão **X**. A superfície do betão da camada inferior foi conservada a 20° C, nas duas condições de humidade relativa assinaladas.

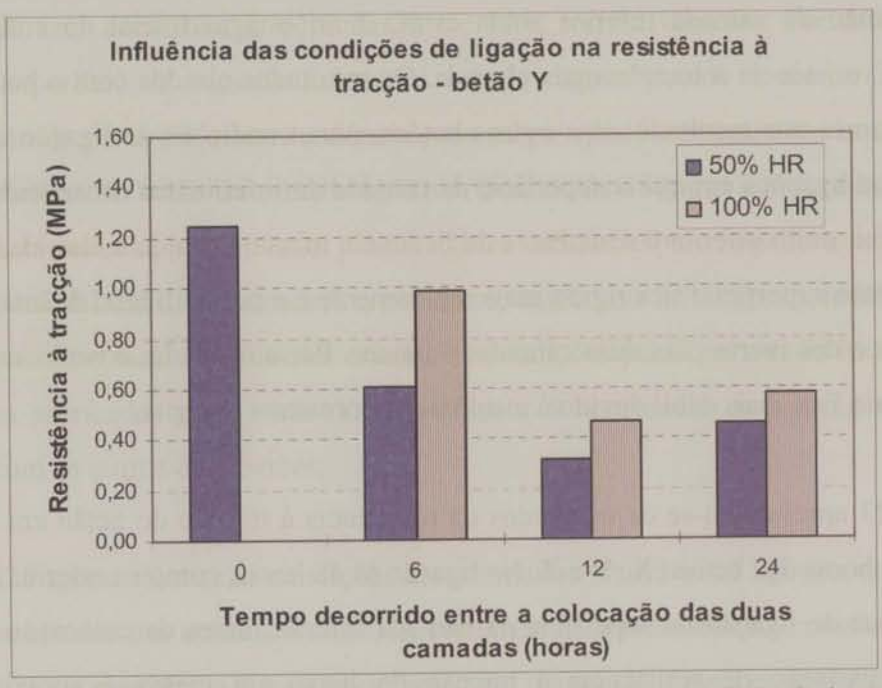


Figura 5.19 – Resistência à tracção da ligação do betão **Y**. A superfície do betão da camada inferior foi conservada a 20° C, nas duas condições de humidade relativa assinaladas.

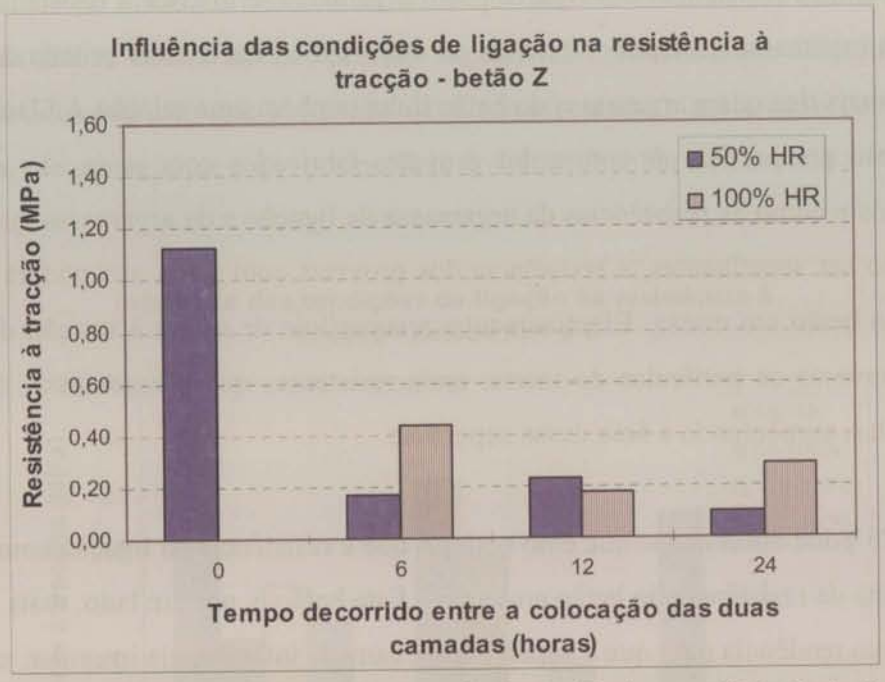


Figura 5.20 – Resistência à tracção da ligação do betão **Z**. A superfície do betão da camada inferior foi conservada a 20° C, nas duas condições de humidade relativa assinaladas.

Nestas figuras, 5.21 e 5.22, observa-se que a ligação mais resistente foi obtida nos provetes fabricados com o betão **Y** conservados a 100% hr, para o intervalo de tempo de 6 horas entre a colocação das duas camadas. Apesar das resistências à compressão e à tracção do betão **X** terem sido superiores às do betão **Y**, a ligação às 6 horas a 100% hr, efectuada num período

em que o betão da camada inferior ainda estava num estágio inicial do endurecimento, apresentou a resistência à tracção mais elevada. Os resultados obtidos com o betão **Z** foram sempre inferiores aos resultados dos outros betões, para condições de ligação idênticas. A resistência das ligações em que a superfície da camada de inferior foi conservada a 50% hr, figura 5.22, foi muito inferior à resistência do betão em massa. Quando a humidade relativa é reduzida o betão superficial fica rígido mais rapidamente e a possibilidade de interpenetração da argamassa e dos inertes nas duas camadas é menor. Por outro lado, o betão superficial da camada de base fica mais débil devido à evaporação prematura da água.

Na figura 5.23 apresentam-se os resultados da resistência à tracção do betão em massa e da ligação às 48 horas dos betões **X**, **Y** e **Z**. Na ligação às 48 horas, como se referiu, foi aplicada uma argamassa de ligação na superfície da camada inferior, antes da colocação da camada superior. A variação da resistência à tracção do betão em massa é aproximadamente proporcional à variação da resistência à compressão, como se pode verificar consultando a figura 5.23 e o Quadro 5.3. A resistência à tracção das ligações com argamassa, apesar de em geral ser superior à resistência das ligações sem argamassa, é inferior à resistência do betão em massa. A argamassa utilizada, fabricada ao traço 1:3 e com a areia britada de xisto, não obstante ser mais rica que a argamassa do betão tinha também uma relação A/C relativamente elevada. Como a superfície de rotura dos provetes fabricados com junta não atravessa os inertes grossos e como as resistências da argamassa de ligação e da argamassa que compõe o betão deverão ser semelhantes, a resistência dos provetes com junta não poderá ser igual à resistência do betão em massa. Efectivamente, a superfície de rotura à tracção do betão em massa ou atravessa as partículas do inerte, mais resistentes que a argamassa, ou contorna essas partículas, aumentando a área dessa superfície.

Na figura 5.23 pode observar-se que é no betão **Z** que a resistência da ligação com argamassa é mais próxima da resistência do betão em massa. Este betão é, por um lado, mais seco, tendo por este motivo tendência para que a superfície da camada inferior seja irregular, e, por outro, é mais poroso, possibilitando a penetração da argamassa nos vazios do betão. Ambos estes fenómenos fazem aumentar a aderência entre as duas camadas.

No betão **Y**, pelo contrário, a resistência da ligação com argamassa é relativamente reduzida, quando comparada com os resultados obtidos nos outros dois betões, como se pode observar na figura 5.23. Este betão, com uma consistência Vêbê de 10 s, é mais fluído do que os

betões **X** e **Z**, com consistência Vêbê de 20 s e 45 s, respectivamente. Por este motivo, no betão **Y** a superfície da camada inferior é menos rugosa devido à maior facilidade de movimentação da pasta e à maior tendência para surgir após a compactação uma película de pasta na superfície do betão da camada inferior. Quando às 48 horas é colocada a argamassa de ligação, esta película, por um lado, já tem rigidez suficiente para impedir a interpenetração do betão superficial das duas camadas, e, por outro, exibe uma área exposta menor que outras superfícies mais rugosas. Estão assim criadas as condições para que a resistência da ligação nos provetes fabricados com betão **Y** seja inferior à resistência da ligação nos provetes fabricados com os outros dois betões.

Na figura 5.25 apresentam-se as condições mais e menos favoráveis à ligação, de acordo com os resultados obtidos nos ensaios realizados, com base na relação entre a resistência à tracção da ligação (f_{lj}) e a resistência à tracção do betão em massa (f_t). Observa-se nesta figura que a ligação às 6 horas a 100% hr no betão **Y** foi a que apresentou o valor mais elevado de f_{lj}/f_t. Esta ligação foi efectuada numa altura em a superfície do betão da camada inferior se encontrava ainda no início do endurecimento, o que não se verificou nas outras ligações. As ligações mais fracas ocorreram sempre em superfícies conservadas a 50% hr. Assim, os resultados obtidos indicam que a ligação deve ser efectuada o mais cedo possível após a colocação da camada inferior e que a superfície do betão deve ser conservada a 100% hr.

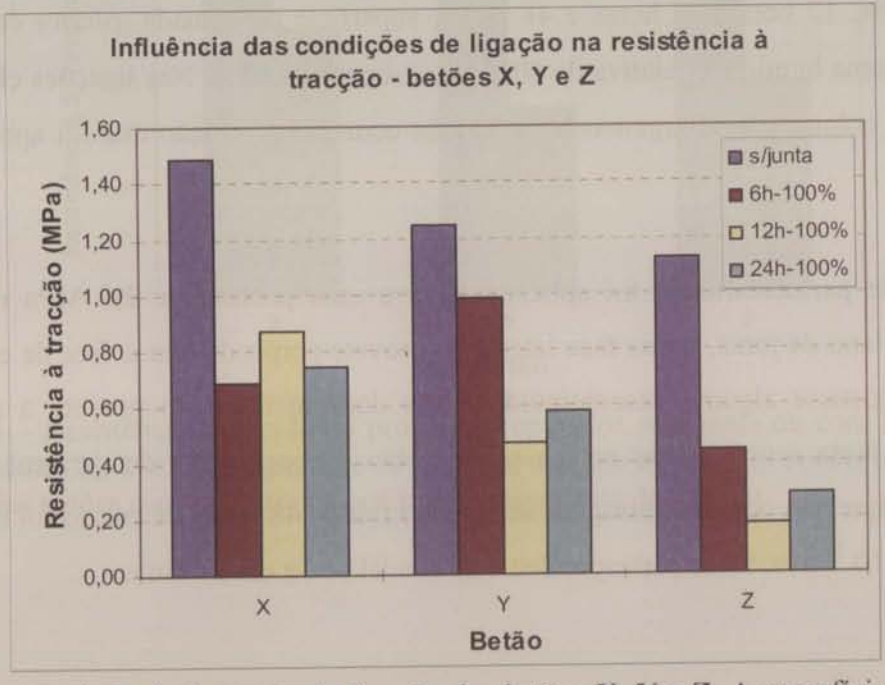


Figura 5.21 – Resistência à tracção da ligação dos betões **X**, **Y** e **Z**. A superfície do betão da camada inferior foi conservada a 20° C e 100% hr durante 0, 6, 12 ou 24 horas.

5.2.3.4 - Permeabilidade à água

O betão da zona de ligação entre camadas pode apresentar maior permeabilidade que o betão em massa. Por exemplo, na barragem de Lake Robertson [196], no Canadá, o coeficiente de permeabilidade do betão em massa foi de $8{,}0x10^{-11}$ m/s, enquanto que na zona de ligação este coeficiente foi de $53{,}0x10^{-11}$ m/s, cerca de 7 vezes superior. Os valores foram medidos em carotes extraídas da estrutura. Num outro estudo, efectuado para a construção da barragem de Jamrani, na Índia [239], a relação entre o coeficiente de permeabilidade do betão em massa e o coeficiente de permeabilidade foi de cerca de 0,70.

Como existe um grande número de juntas horizontais nas barragens de BCC, a permeabilidade da estrutura depende da qualidade da ligação entre camadas. Assim, para avaliar a permeabilidade do betão da zona de ligação, os betões **X**, **Y** e **Z**, com as composições atrás referidas, foram também submetidos ao ensaio de permeabilidade à água. Os ensaios foram efectuados em provetes cúbicos de 15 cm de aresta, de acordo com o procedimento descrito nas secções 4.3 e 5.2.3.2, preparados em duas metades com as seguintes condições de ligação: tempo decorrido entre a colocação das duas camadas de 0 horas, 6 horas, 12 horas, 24 horas e 48 horas; superfície da camada inferior conservada a 20±2 °C e a uma humidade relativa de 50±5% ou superior a 95%. Nas ligações efectuadas às 48 horas foi colocada uma argamassa de ligação com a composição que foi apresentada na secção 5.2.3.1.

No ensaio de permeabilidade foi aplicada água a uma pressão de 2,5 MPa na direcção paralela ao plano da junta, numa face lateral do provete perpendicular à face de enchimento. Assim, se existisse alguma descontinuidade nas duas metades do provete a água podia atravessar a junta sem penetrar na massa do betão. O coeficiente de permeabilidade dos provetes em que não ocorreu passagem de água ao fim de 48 horas de ensaio foi considerado igual a $1{,}2 \times 10^{-12}$ m/s, valor correspondente ao caudal de 1g em 24 horas.

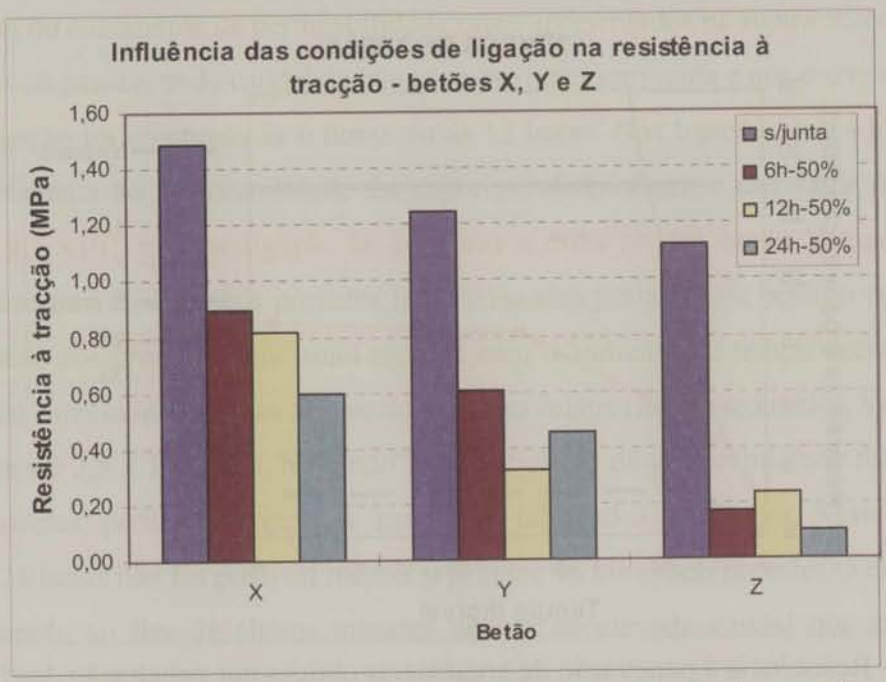


Figura 5.22 – Resistência à tracção da ligação dos betões **X**, **Y** e **Z**. A superfície do betão da camada inferior foi conservada a 20° C e 50% hr durante 0, 6, 12 ou 24 horas.

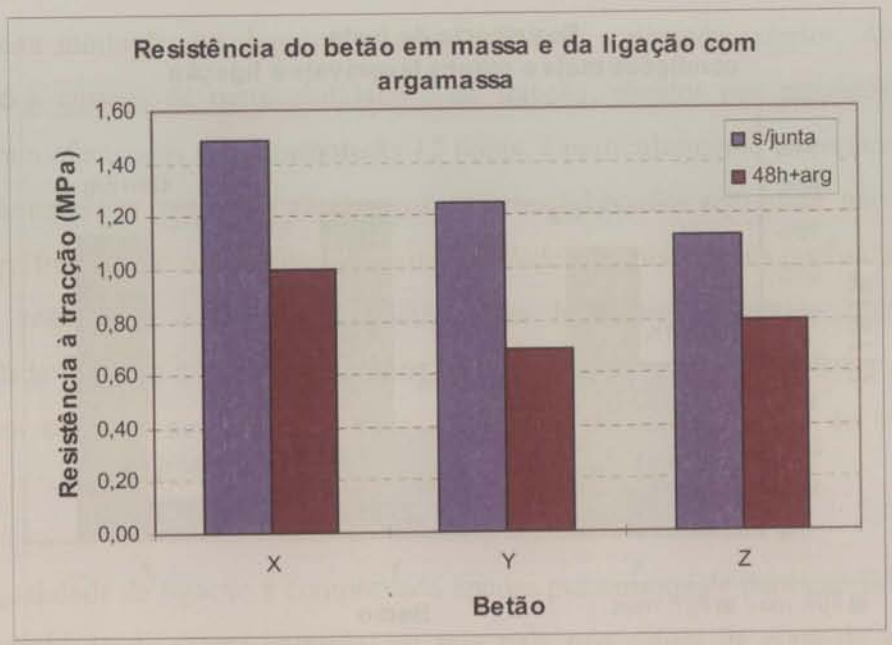


Figura 5.23 – Resistência à tracção de provetes preparados sem junta ou com ligação às 48 horas dos betões **X**, **Y** e **Z**. A superfície do betão da camada inferior foi conservada a 20° C e 100% hr. Nos betões com junta foi colocada uma argamassa de ligação.

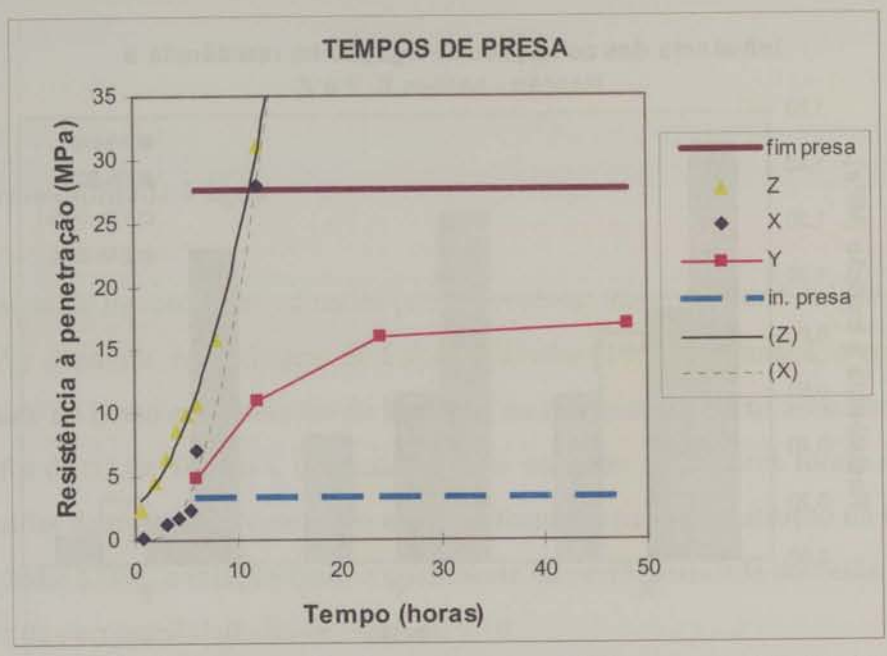


Figura 5.24 – Resistência à penetração de argamassas obtidas por peneiração dos betões **X**, **Y** e **Z**. As linhas na horizontal correspondem ao início e fim de presa, de acordo com a NP 1387.

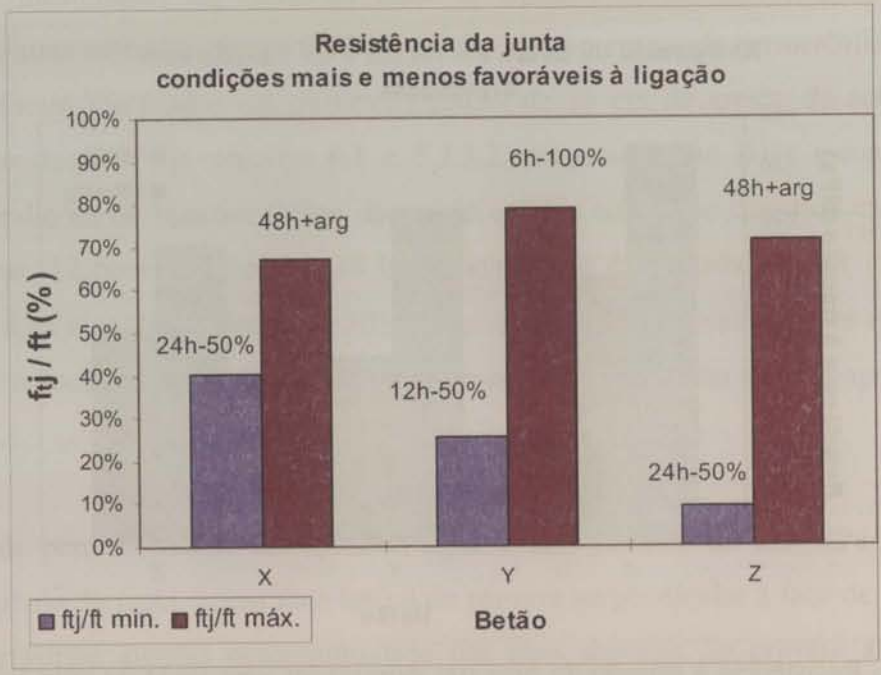


Figura 5.25 – Resistência à tracção da ligação. Condições mais e menos favoráveis à ligação, encontradas nos ensaios realizados, com base na relação entre a resistência à tracção da ligação (f_{tj}) e a resistência à tracção do betão em massa (f_t).

Os resultados do coeficiente de permeabilidade estão apresentados na figura 5.26. No betão **X** não se observou passagem de caudal de água nos provetes sem junta e nos provetes com junta em que a ligação foi efectuada às 6 horas ou às 12 horas. Nas ligações às 24 horas e às 48 horas o coeficiente de permeabilidade foi superior, observando-se um valor relativamente elevado de 9,1 $x10^{-8}$ m/s na ligação às 24 horas a 50% hr. No betão **Y** também não se observou passagem de água nos provetes fabricados sem junta. Neste betão o coeficiente de permeabilidade dos provetes com junta cresceu com o aumento do tempo decorrido entre a colocação das duas camadas, mas apresentou valores relativamente reduzidos, variando entre 1,0 x 10^{-11} m/s e 3,5 x 10^{-10} m/s. No betão **Z** o coeficiente de permeabilidade foi elevado em todos os provetes, particularmente nos que foram fabricados com junta. Neste betão e nas ligações às 24 horas não foi possível manter o provete 48 horas sob pressão. O ensaio teve de ser interrompido ao fim de alguns minutos devido ao elevado caudal que atravessava o provete.

Os resultados indicam que a qualidade da ligação, relativamente à passagem de água através da junta, só será significativamente diminuída quando o betão é muito seco ou quando a ligação é feita muito tempo depois de se ter colocado a camada inferior. Analisando os resultados dos ensaios de permeabilidade e de tracção, obtidos nos provetes em que as ligações foram efectuadas às 6 horas ou às 12 horas, é particularmente interessante constatar que, relativamente aos resultados obtidos nos provetes fabricados sem junta, não se observou aumento significativo do coeficiente de permeabilidade mas houve uma quebra para cerca de metade da resistência à tracção do betão. Nas barragens, enquanto que a elevada permeabilidade da junta é facilmente notada por simples observação, a inferior resistência à tracção entre camadas só será constatada se forem efectuados ensaios de tracção sobre carotes.

Quando a qualidade da ligação é comprovada apenas por ensaios de permeabilidade de furos ou pela integridade da carote extraída, ou seja pela não rotura da zona de ligação entre camadas durante o processo de extracção da carote, existe a possibilidade de se especificarem limites para as condições de ligação que não garantem que as características do betão da zona de ligação sejam semelhantes às do betão em massa, particularmente no que se refere à resistência à tracção.

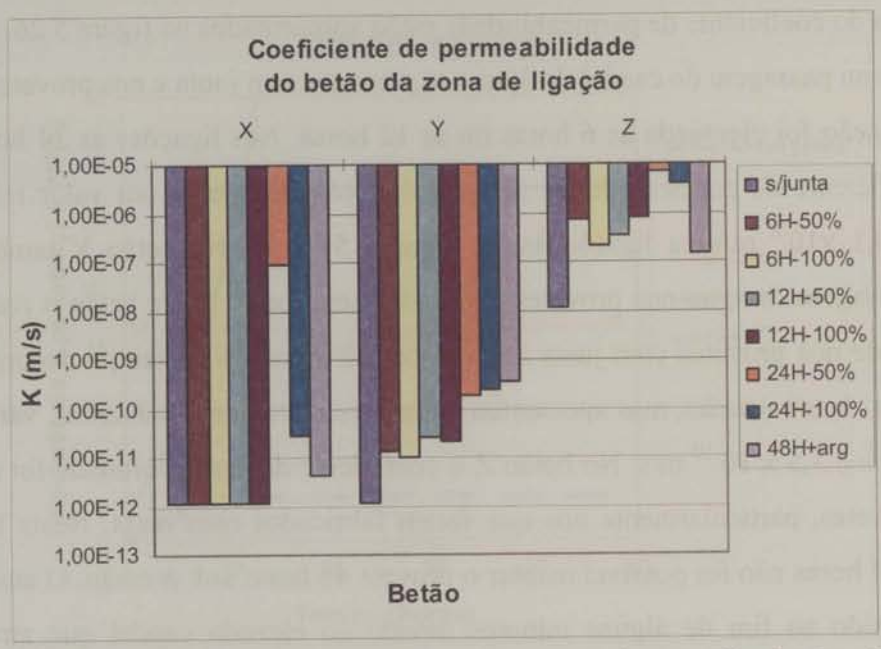


Figura 5.26 – Coeficiente de permeabilidade da zona de ligação dos betões **X**, **Y** e **Z**. A superfície do betão da camada inferior foi submetida a diferentes condições de exposição. O ensaio realizado não permite diferenciar betões com coeficiente de permeabilidade inferior a $1{,}2 \times 10^{-12}$ m/s.

5.2.3.5 – Resistência ao corte

Foram realizados ensaios de corte sem aplicação de forças normais em provetes cúbicos com 15 cm de aresta, fabricados sem junta ou com junta. Nos provetes com junta a camada superior foi colocada 24 horas ou 48 horas após a colocação da camada inferior. A superfície da camada inferior dos provetes em que a ligação foi efectuada às 24 horas foi conservada nas duas condições de humidade atrás referidas: 50% hr e 100% hr. Nos provetes em que a ligação foi efectuada às 48 horas a superfície foi conservada a uma humidade relativa de 100% hr. Neste caso foi colocada uma argamassa de ligação.

Os resultados obtidos estão apresentados na figura 5.27. A tendência de variação da resistência ao corte com o tipo de betão e com a condição de ligação segue, em geral, a observada nos resultados da resistência à tracção directa. No betão **X**, a resistência ao corte dos provetes fabricados com junta, às 24 horas ou às 48 horas, foi de cerca de metade da resistência ao corte dos provetes sem junta. No betão **Y**, a resistência dos provetes com ligação às 24 horas ou às 48 horas foi relativamente pequena, sendo a diminuição da resistência ao corte, relativamente ao betão em massa, mais acentuada que a observada na resistência à tracção. No betão **Z**, a resistência ao corte dos provetes com junta realizada às 24 horas foi muito reduzida, mas, nos provetes em que a camada superior foi colocada às 48

horas com uma argamassa de ligação, a resistência ao corte atinge quase o mesmo valor que a resistência ao corte dos provetes sem junta. Como seria de esperar, neste betão muito seco a argamassa aumenta consideravelmente a qualidade da ligação porque fornece pasta que está em défice no betão. Por outro lado, a maior rugosidade da superfície da camada inferior do betão **Z**, relativamente a betões menos secos, aumenta a área de ligação entre as duas camadas. Com o aumento do volume de pasta a resistência da zona de ligação é mais elevada e a superfície de rotura tem tendência para atravessar o betão em massa e não a zona de ligação, o que explica a proximidade entre os resultados da resistência ao corte dos provetes com e sem junta.

A fraca resistência ao corte da ligação, nos provetes fabricados com o betão **Y** pode dever-se à existência de uma superfície de ligação menos rugosa, devido à formação nos betões mais fluidos de uma película de pasta no topo da camada inferior. Como as forças de corte aplicam forças tangenciais junto à zona de ligação, quando a superfície de ligação é praticamente plana a rotura por corte exige uma energia muito menor do que quando a superfície de ligação é mais rugosa. Enquanto que a rotura no betão **Y** ocorreu por uma superfície praticamente plana, no betão **X** a superfície de rotura apresentou uma forma ligeiramente ondulada, o que exige uma energia muito mais elevada, não só porque a probabilidade de cruzar as partículas de inerte é superior, mas também porque a área da superfície é maior.

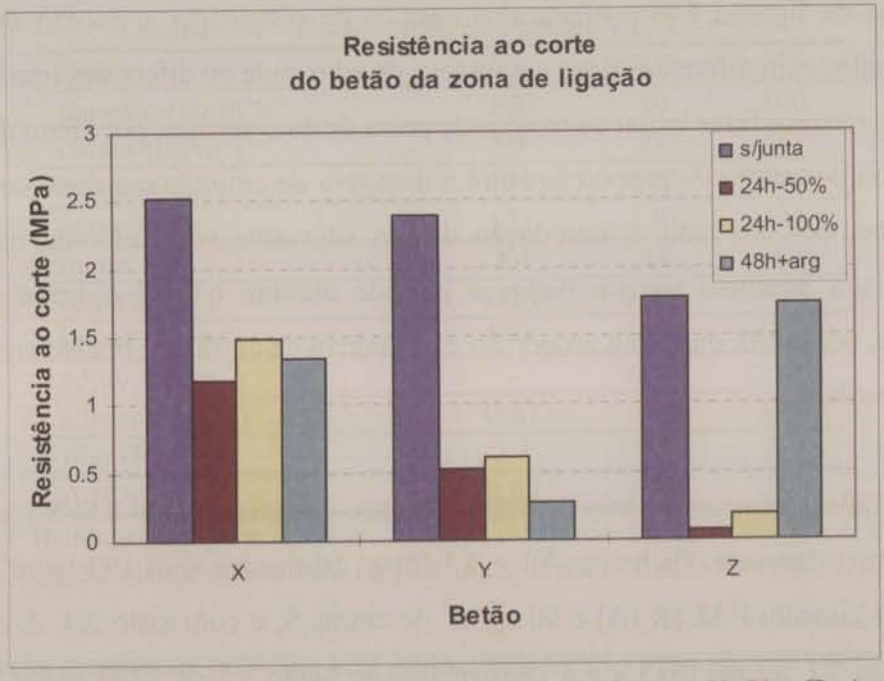


Figura 5.27 – Resistência ao corte da zona de ligação dos betões **X**, **Y** e **Z**. A superfície do betão da camada inferior foi submetida a diferentes condições de exposição.

5.2.4 - Estudos complementares sobre betões

5.2.4.1 - Objectivo

Os resultados obtidos sobre a resistência da ligação não foram conclusivos acerca da influência da variação do estado de endurecimento do betão superficial da camada inferior na qualidade da ligação, na medida em que todas as ligações foram efectuadas após o início de presa do betão. Nos betões estudados, em que o início de presa ocorreu antes das 6 horas, não houve variação significativa da resistência à tracção das ligações às 6 horas, 12 horas ou 24 horas, excepto no betão **Y** em que se usou um adjuvante retardador. Por outro lado, considerou-se necessário avaliar a influência da dosagem de adjuvante, da colocação de uma argamassa rica na ligação e da rugosidade da superfície na resistência da ligação. Optou-se assim por efectuar mais um conjunto de estudos que se apresentam de seguida e que permitem avaliar melhor o comportamento da ligação.

5.2.4.2 – Variação do estado de endurecimento do betão da camada inferior

Para avaliar a influência do estado de endurecimento do betão superficial da camada inferior na resistência da ligação foram efectuados ensaios de resistência à tracção directa sobre betões fabricados com diferentes tipos e dosagens de adjuvante ou diferentes tipos e dosagens de ligante, de forma a fazer variar os tempos de presa de duas formas: por efeito do adjuvante introduzido ou por efeito da proporção entre a dosagem de cimento e a dosagem de cinzas. Como se sabe, por um lado, a introdução de um adjuvante retardador na mistura ou o aumento da sua dosagem tornam maior o período durante o qual o betão se mantém trabalhável, e, por outro, quando a proporção da dosagem de cinzas no ligante cresce o início de presa é retardado.

Foram preparados provetes de três betões diferentes, designados por Y1, Y2 e Y3, todos fabricados com adjuvante. Os betões Y1 e Y3 foram fabricados com 190 kg/m^3 de ligante, 100 kg/m^3 de cimento I 32,5R (A) e 90 kg/m^3 de cinzas S, e com xisto X4. A consistência Vêbê do betão Y1 foi de 15±3 s e a consistência do betão Y3 de 12±3 s. No betão Y1 a máxima dimensão do inerte foi de 50,8 mm e no betão Y3 de 25,4 mm. Estes betões, Y1 e

Y3, continham em volume, respectivamente, 0,35% e 0,56% de adjuvante retardador R, relativamente à massa do ligante. O betão Y2 foi fabricado com 150 kg/m^3 de ligante, 60 kg/m^3 de cimento I 32,5R (A) e 90 kg/m^3 de cinzas S, com xisto X4 e com uma consistência Vêbê também de 15±3 s. Este betão Y2 continha 0,31% de adjuvante plastificante P, relativamente à massa do ligante. A composição destes três betões está apresentada no Quadro 5.4

Foram efectuados ensaios de tracção directa em provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, fabricados em duas partes, cada uma delas com cerca de 15 cm de altura. Cada uma das metades dos provetes foi fabricada seguindo a norma ASTM C 1176-91, ou seja, na mesa Vêbê com auxílio de uma sobrecarga de 9,1 kgf. Após o fabrico da camada inferior, os provetes foram conservados na câmara saturada, a 20±2 °C e a uma humidade relativa superior a 95% hr, durante cinco diferentes intervalos de tempo: 3 horas, 6 horas, 9 horas, 24 horas e 72 horas. Os provetes foram depois finalizados, ao fim do intervalo de tempo respectivo, com a camada superior e mantidos na câmara saturada até à data de ensaio, aos 28 dias de idade. Nos provetes em que a camada superior foi colocada às 72 horas foi aplicada uma argamassa na superfície da camada inferior antes da colocação da 2ª camada. A composição da argamassa foi a seguinte: traço 1:3, com cimento I 32,5R (A) e areia britada do xisto X4; relação A/C de 0,76.

Quadro 5.4 – Composição dos betões Y1, Y2 e Y3

Betão	Y1	Y2	Y3
cimento (kg/m^3)	100	59	100
cinzas (kg/m^3)	90	88	90
ligante (kg/m^3)	190	147	190
água (l/m^3)	121	130	134
inerte	X4	X4	X4
brita(kg/m^3)	1189	1103	722
areia* (kg/m^3)	893	1051	1336
adjuv. P (l/m^3)	-	0,46	-
adjuv. R (l/m^3)	0,67	-	1,00
filer (%)	3,1	2,1	2,9
A/(C+F)	0,64	0,88	0,71

* Inclui a dosagem de filer. A areia utilizada nos betões Y2 e Y3 continha menor quantidade de filer que a areia utilizada no betão Y1.

Foram também preparados provetes sem junta, designados como provetes com ligação às 0 horas, em que a camada superior foi colocada imediatamente após a colocação da camada inferior.

Para cada condição de ligação e para cada betão foram preparados 4 provetes cilíndricos para diminuir a dispersão do valor médio dos resultados. Nas figuras 5.28 a 5.30 apresentam-se os valores médio, máximo e mínimo obtidos nos quatro provetes.

No Quadro 5.5 apresenta-se a resistência à compressão aos 28 dias, determinada em cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, e os tempos de início e fim de presa dos betões Y1, Y2 e Y3.

Quadro 5.5 – Resistência à compressão e tempos de presa dos betões Y1, Y2 e Y3.

Betão	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	Início de presa	Fim de presa
Y1	10,6	2h20m	14h00m
Y2	4,9	1h50m	6h00m
Y3	10,2	9h00m	26h30m

O início de presa no betão Y1, com 0,35% de adjuvante retardador, ocorreu às 2h20m o que mostra que o adjuvante não foi eficaz. Este facto deveu-se provavelmente à existência de elevada dosagem de inertes muito finos, com dimensão semelhante à do cimento, cerca de 65 kg/m^3 de partículas com dimensão inferior a 75 μm, e à dificuldade de dispersão de uma reduzida dosagem de líquido na massa do betão.

A dosagem de adjuvante utilizada no betão Y1, de 0,35% da massa do ligante, seria igual à recomendada pelo fabricante se o ligante fosse constituído só por cimento. Neste caso, como existem mais cerca de 70 kg/m^3 de partículas finas e como as cinzas e os inertes têm menor massa volúmica do que o cimento, a mistura tem um número muito maior de pequenas partículas do que as que teria se o ligante fosse constituído só por cimento e se não existissem inertes muito finos. A reduzida dosagem de adjuvante, 0,67 l/m^3, tem que envolver um enorme superfície de partículas de cimento, de cinzas e de inerte, e a sua dosagem pode ser insuficiente para que o teor de adjuvante permita prolongar a presa do betão.

No betão Y2, apesar de existir uma dosagem de cinzas bastante elevada, o início de presa ocorreu bastante cedo. Na secção 3.5.1.5.3, do capítulo 3, relativa ao início de presa de argamassas, observou-se que o início de presa de misturas com cerca de 60% de cinzas no ligante ocorreu por volta das 7 horas. A argamassa do betão Y2 é porém mais seca e foi fabricada com areia britada, com uma absorção de 1,9% e com um índice volumétrico

relativamente elevado, factores que fazem aumentar a resistência à penetração. Assim, neste caso, o aumento da proporção de cinzas no ligante não foi eficaz para retardar o início de presa.

No betão Y3 a dosagem de adjuvante foi de 0,56% da massa do ligante, 60% superior à usada no betão Y1. Neste caso, o adjuvante retardador foi eficaz porque o início de presa ocorreu às 9 horas e o fim de presa cerca das 26 horas.
Na figura 5.28 apresentam-se os resultados do ensaio de tracção directa, aos 28 dias, do betão Y1. A resistência à tracção directa das ligações efectuadas às 3 horas, 6 horas, 9 horas e 24 horas não foi muito diferente. A resistência média destas ligações variou entre 46% e 68% da resistência do betão em massa, sendo às 3 horas, 6 horas, 9 horas e 24 horas de, respectivamente, 53%, 46%, 68% e 56%.

A relação entre a resistência do betão na zona da ligação e a resistência do betão Y1 em massa, foi, em média, semelhante à obtida no betão **X**, que tinha uma composição similar, nas ligações às 6 horas, 12 horas e 24 horas. No betão **X** a resistência das ligações variou entre 45% e 60% da resistência do betão em massa. Observa-se assim, de novo, uma tendência para uma diminuição para cerca de metade na resistência do betão, quando a ligação é efectuada após o início de presa do betão da camada inferior.

A ligação às 72 horas no betão Y1, efectuada com aplicação de argamassa na superfície da camada inferior, teve uma resistência média ligeiramente superior à resistência do betão em massa. Como a argamassa de ligação não tem cinzas volantes, a sua resistência aos 28 dias é já elevada, relativamente à resistência do betão à mesma idade. A resistência da ligação às 48 horas, com argamassa, no betão **X** foi de 1,00 MPa, como se pode observar na figura 5.23, praticamente igual à resistência da ligação às 72 horas no betão Y1, que foi de 0,94 MPa. A resistência do betão em massa foi de 1,49 MPa e 0,92 MPa nos betões **X** e Y1, respectivamente. Assim, apesar de em proporção, relativamente à resistência do betão em massa, a resistência da ligação com argamassa no betão Y1 ser bastante elevada, não significa que naquelas condições de ligação isso seja possível manter se a resistência do betão em massa fosse superior.

Na figura 5.29 apresentam-se os resultados de tracção directa aos 28 dias relativos ao betão Y2, com apenas 59 kg/m^3 de cimento e 88 kg/m^3 de cinzas. As resistência obtidas foram

similares para todas as condições de ligação testadas, apesar de se notar uma ligeira diminuição na resistência das ligações às 3 horas, 6 horas, 9 horas e 24 horas, relativamente à resistência da ligação às 0 horas. Os valores obtidos foram muito baixos, situando-se quase todos abaixo de 0,40 MPa. A reduzida dosagem de cimento e a idade de ensaio muito jovem para que as cinzas contribuíssem significativamente para a resistência, explicam os baixos valores obtidos. Na superfície de rotura dos provetes não eram visíveis superfícies de fractura do inerte, eventualmente porque a fraca resistência da pasta não permitiu que fosse mobilizada uma aderência suficiente ao inerte para que as linhas de rotura cruzassem as partículas do inerte grosso. Assim, a resistência à tracção dos provetes depende da resistência à tracção da argamassa e a existência ou não de interpenetração entre o betão da camada superior e o betão da camada inferior é menos relevante para a resistência da ligação entre camadas, como se pode deduzir pela pequena variação dos resultados obtidos nos 4 provetes, para todas as condições de ligação. Embora não seja possível distinguir de forma tão clara a variação da resistência da ligação com o tempo decorrido entre a colocação das duas camadas, como se observou no betão Y1, existe também, em média, uma diminuição da resistência à tracção nas ligações efectuadas após o início de presa do betão da camada inferior. Na figura 5.29 observa-se ainda que a resistência da ligação às 72 horas, com argamassa, é semelhante à resistência do betão em massa. Como a resistência do betão aos 28 dias é muito baixa, mesmo que se coloque na junta uma argamassa muito rica, aumentando a resistência da ligação, a rotura pode ocorrer numa outra secção do provete que exiba uma resistência mais baixa.

Na figura 5.30 apresentam-se os resultados da resistência do betão Y3, com uma composição semelhante ao betão Y1 mas com máxima dimensão do inerte de 25,4 mm e com uma dosagem de adjuvante de 0,56% da massa do ligante. A resistência à tracção e à compressão aos 28 dias de idade dos dois betões, Y1 e Y3, foi similar apesar das diferenças na composição. No betão Y3 o adjuvante retardador foi eficaz, contrariamente ao que se verificou no betão Y1, tendo o início de presa ocorrido às 9 horas e o fim de presa cerca das 26 horas. Como se pode observar na figura 5.30 a resistência da ligação diminuiu com aumento do tempo decorrido entre a colocação das duas camadas, desde as 0 horas até às 9 horas, altura em que ocorreu o início de presa. A ligação às 24 horas apresentou uma resistência ainda mais baixa e a ligação às 72 horas, com argamassa, teve também uma resistência muito reduzida, apesar de ser ligeiramente superior à resistência da ligação às 24 horas.

Na figura 5.30 observa-se que quando a ligação se dá antes do início de presa do betão da camada inferior, a resistência à tracção é superior à resistência das ligações que ocorreram depois do início de presa, apesar de se observar um decréscimo contínuo da resistência com o tempo.

Os valores obtidos nas ligações às 24 horas e às 72 horas são da mesma ordem de grandeza dos obtidos nas ligações no betão Y1 às 3 horas, 6 horas, 9 horas e 24 horas. Todas estas ligações foram efectuadas depois do início de presa do betão da camada inferior. Estes resultados, em conjunto com os atrás referidos relativos ao betão X e à aderência de argamassas, indicam claramente que a resistência da ligação é significativamente inferior à resistência do betão em massa quando a união se dá depois do início de presa do betão da camada inferior.

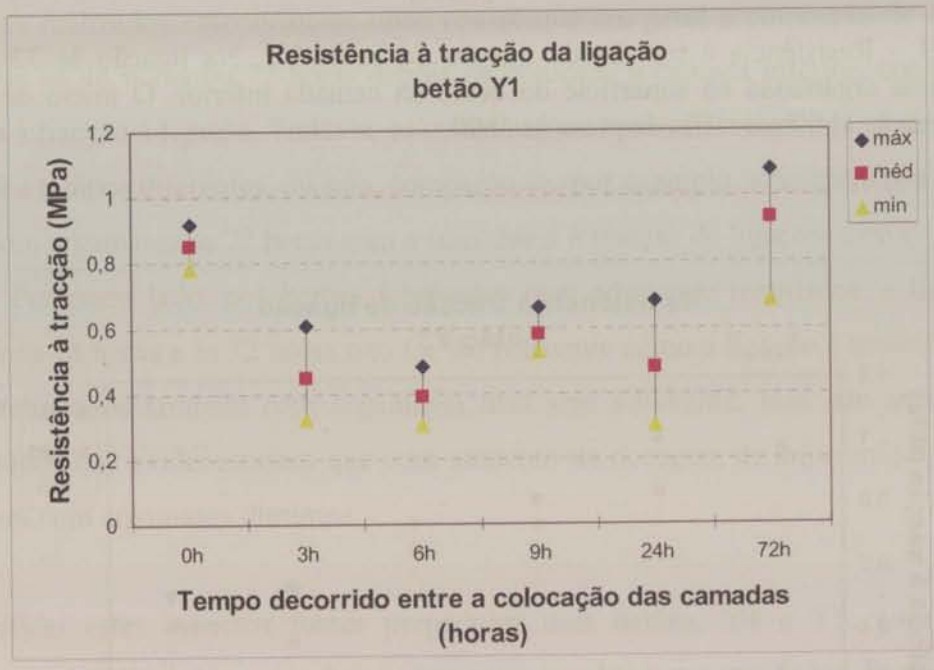


Figura 5.28 – Resistência à tracção da ligação do betão Y1. Na ligação às 72 horas foi colocada uma argamassa na superfície do betão da camada inferior. O início de presa do betão ocorreu às 2h20m e o fim de presa às 14h00.

Como já se tinha observado na ligação às 48 horas, no betão **Y**, também neste caso a ligação às 72 horas, no betão Y3, foi reduzida. Ambos os betões tinham uma consistência mais fluída, condição para que se formasse uma película de pasta na superfície de ligação, tornando assim a base pouco rugosa. O betão Y3 tinha uma dosagem de adjuvante mais elevada e uma consistência Vêbê relativamente fluída, de 12 s, o que permitiu que a pasta

migrasse facilmente para a superfície de ligação. O betão **Y** apesar de ter uma dosagem de adjuvante mais reduzida, tinha uma consistência Vêbê de 10 s, ainda mais fluída que o betão Y3.

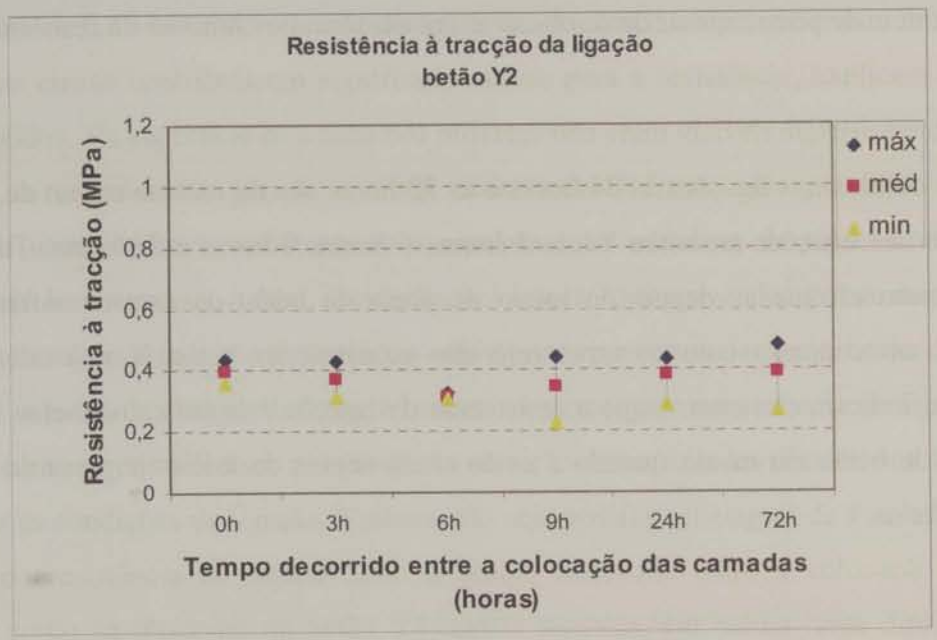


Figura 5.29 – Resistência à tracção da ligação do betão Y2. Na ligação às 72 horas foi colocada uma argamassa na superfície do betão da camada inferior. O início de presa do betão ocorreu às 1h50m e o fim de presa às 6h00.

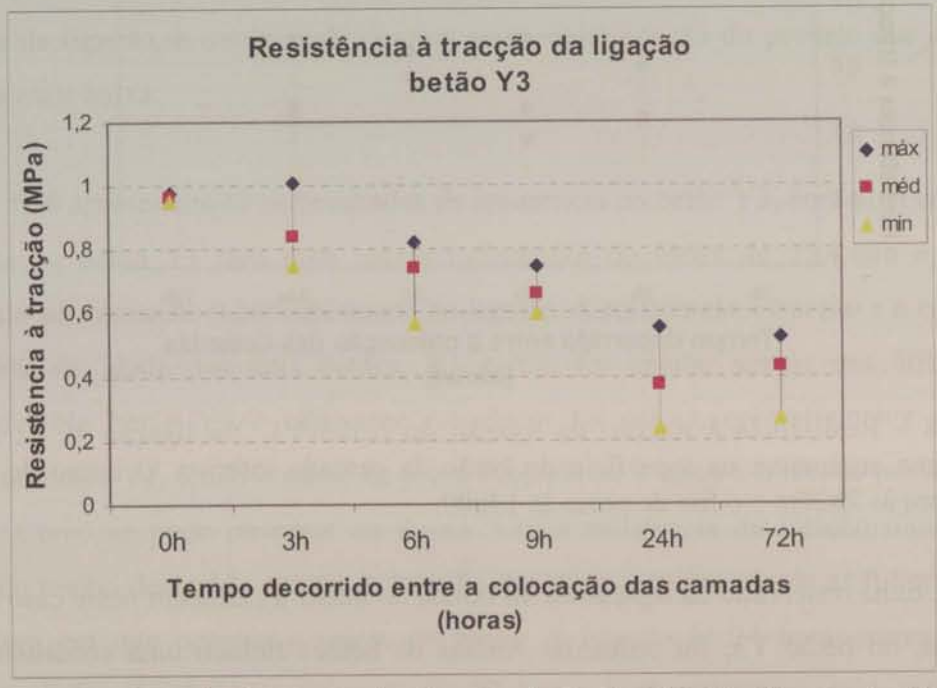


Figura 5.30 – Resistência à tracção da ligação do betão Y3. Na ligação às 72 horas foi colocada uma argamassa na superfície do betão da camada inferior. O início de presa do betão ocorreu às 9h00m e o fim de presa às 26h30.

5.2.4.3 – Variação da dosagem de adjuvante do betão - provetes preparados com ou sem argamassa de ligação

Nos estudos a seguir apresentados pretendeu-se clarificar os dois seguintes aspectos relacionados com a ligação entre camadas.

i) Efeito do adjuvante retardador na capacidade de ligação do betão
No betão Y1, atrás apresentado, com uma dosagem pequena de adjuvante R, não se observou retardamento do início de presa, contrariamente ao que ocorreu no betão Y3 em que se usou uma dosagem de adjuvante superior. Como os betões tinham composições diferentes o efeito distinto do retardador poderia não ser devido somente à dosagem de adjuvante.

ii) Efeito da argamassa na resistência da ligação
Nos ensaios realizados anteriormente observou-se que em geral a colocação de argamassa, nas ligações às 48 horas ou 72 horas depois de colocada a camada inferior, conferia maior resistência à tracção à ligação. Todavia, as comparações foram feitas relativamente a ligações efectuadas a tempos diferentes, ou seja, comparou-se, por exemplo, a resistência à tracção de ligações com argamassa às 72 horas com a resistência à tracção de ligações sem argamassa às 12 horas. Por outro lado, nos betões fabricados com adjuvante retardador, a ligação com argamassa às 48 horas e às 72 horas não foi tão resistente como a ligação à mesma idade nos provetes fabricados também com argamassa mas sem adjuvante, mas não se efectuaram porém estudos que evidenciassem que com aumento da dosagem de adjuvante a resistência das ligações com argamassa diminuía.

Para clarificar estes aspectos foram preparados dois betões, Y4 e Y5, com a mesma composição excepto no que se refere à dosagem de adjuvante retardador. Para cada betão foram preparados provetes com ou sem aplicação de argamassa na zona de ligação.

Foram preparados provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, fabricados sem junta, ou seja ligados às 0 horas, e com juntas. Nos betões com juntas a camada superior foi colocada 6 horas ou 72 horas depois de colocada a camada inferior. A superfície da camada inferior foi mantida coberta por uma película de água, que foi limpa antes da colocação da camada superior, e os provetes foram colocados numa câmara saturada a 20 °C

± 2 °C e a uma humidade relativa superior a 95%. Foi colocada uma película da água na superfície do betão para evitar que, apesar da elevada humidade ambiente da câmara, ocorresse alguma secagem superficial inicial, que poderia ter influência no retardamento de presa do betão superficial. Para cada condição de ligação e para cada betão foram preparados 3 provetes.

A composição dos betões está apresentada no Quadro 5.6. Nestes betões a máxima dimensão do inerte foi de 25,4 mm. No betão Y3, atrás apresentado, como se fez o ajuste da granulometria dos sólidos à curva cúbica e a máxima dimensão do inerte foi também de 25,4 mm, a dosagem de areia foi significativamente mais elevada que nos betões Y1 e Y2. Por este motivo a resistência à compressão do betão Y3 foi relativamente baixa, apesar de conter uma dosagem de adjuvante elevada. Deste modo a curva de referência adoptada nos betões Y4 e Y5 não foi a curva cúbica mas sim a curva de Faury para betões muito secos, com os parâmetros A e B de respectivamente 17 e 1, que resultou na diminuição da dosagem de areia, relativamente ao betão Y3. A consistência dos betões Y4 e Y5 foi de 10±2 s.

A argamassa utilizada na ligação das metades dos provetes foi um pouco mais rica que a usada anteriormente nos betões Y1 a Y3. A argamassa foi fabricada sem cinzas volantes mas o cimento e a areia utilizados foram idênticos aos usados no fabrico da betão. A proporção entre a dosagem de cimento e de dosagem da areia foi de 1:2,4 e a relação A/C de 0,46. No fabrico da argamassa foi utilizado o adjuvante redutor de água Pozzolith 390 N, utilizado nos estudos anteriores, numa dosagem correspondente a 0,8% da massa de cimento.

No Quadro 5.7 apresenta-se a resistência à compressão aos 28 dias, determinada em cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, e os tempos de início e fim de presa, dos betões Y4 e Y5.

No betão Y4, que continha uma dosagem de adjuvante mais elevada, o início de presa ocorreu às 8h45m e o fim de presa às 31h00. No betão Y5, com menor dosagem de adjuvante, o início de presa ocorreu às 1h50m e o fim de presa às 14h00. Assim, no betão Y4 a ligação às 6 horas ocorreu 2h45m antes do início de presa e a ligação às 72 horas foi efectuada depois do fim de presa da camada inferior. No betão Y5 a ligação às 6 horas realizou-se 4h10m depois do início de presa da camada inferior e 8h00 antes do fim de presa. Neste betão a ligação às 72 horas ocorreu também depois do fim de presa da camada inferior.

Quadro 5.6 – Composição dos betões Y4 e Y5

Betão	Y4	Y5
cimento (kg/m^3)	102	99
cinzas (kg/m^3)	92	89
ligante (kg/m^3)	193	188
água (l/m^3)	112	138
inerte	X4	X4
brita(kg/m^3)	1120	1089
areia* (kg/m^3)	963	938
adjuv. P (l/m^3)	-	-
adjuv. R (l/m^3)	1,00	0,60
fíler (%)	2,2	2,2
A/(C+F)	0,58	0,73

* Inclui a dosagem de fíler.

Quadro 5.7 – Resistência à compressão e tempos de presa dos betões Y4 e Y5.

Betão	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	Início de presa	Fim de presa
Y4	16,0	8h45m	31h00m
Y5	14,3	1h50m	14h00m

Pode observar-se na figura 5.31 que a resistência da ligação do betão Y4 às 6 horas, nos provetes com e sem argamassa de ligação, é praticamente igual à resistência do betão em massa. Observa-se assim que quando a ligação ocorre algum tempo antes do início de presa a resistência à tracção da ligação é semelhante à resistência do betão em massa. A resistência da ligação às 72 horas é muito inferior à resistência do betão em massa, mesmo nos provetes fabricados com argamassa de ligação. No entanto, a colocação da argamassa fez aumentar a resistência da ligação às 72 horas. Mais uma vez se observa que nos betões mais fluidos, neste caso com uma consistência Vêbê de 10 s, a resistência à tracção das ligações efectuadas com o betão da camada inferior já endurecido é relativamente baixa devido, provavelmente, à pequena rugosidade da superfície da camada inferior e à inexistência de partículas de inerte grosso na zona de ligação.

Na figura 5.32 apresentam-se os resultados obtidos com o betão Y5, fabricado com menor dosagem de adjuvante. Como foi atrás indicado, o início de presa ocorreu a 1h50m pelo que o adjuvante retardador não foi eficaz. Neste caso, a resistência da ligação às 6 horas, sem argamassa, foi de cerca de 60% da resistência do betão em massa, valor da mesma ordem de grandeza dos obtidos nos estudos anteriores em ligações efectuadas após o início de presa do betão da camada inferior. A resistência da ligação às 72 horas, sem argamassa, foi ainda

inferior, situando-se em cerca de 34% da resistência do betão em massa. A resistência da ligação nos provetes com argamassa de ligação foi superior à resistência dos provetes sem esta argamassa, quer às 6 horas quer às 72 horas, mas foi sempre inferior à resistência à tracção do betão em massa.

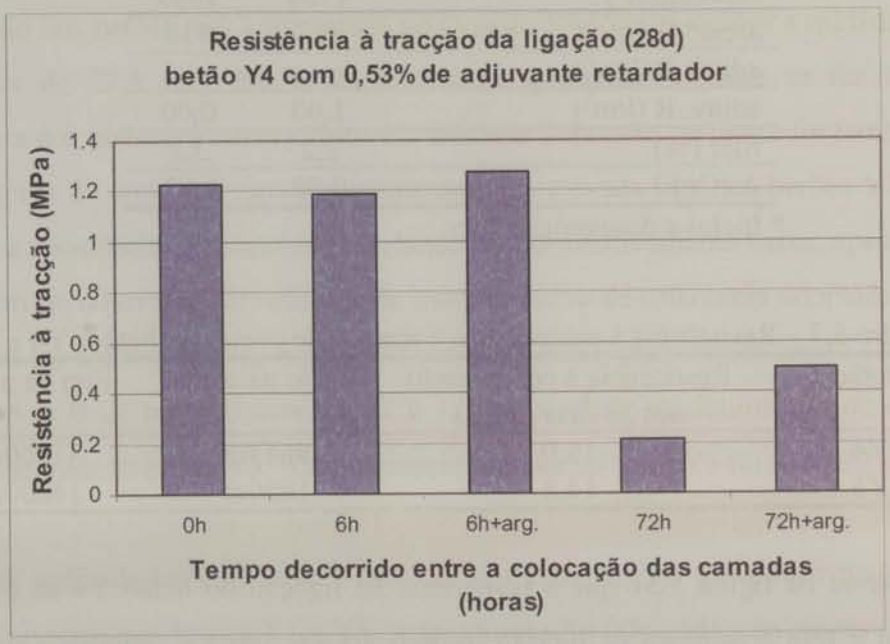


Figura 5.31 – Resistência à tracção da ligação do betão Y4. O início de presa do betão ocorreu às 8h45m e o fim de presa às 31h00.

Na figura 5.33 apresenta-se a resistência à tracção dos dois betões, Y4 e Y5, nos provetes com ou sem junta. Na figura pode observar-se o seguinte:

- a resistência à tracção do betão Y5, com 0,52% de adjuvante, foi ligeiramente superior à resistência à tracção do betão Y4, tal como se observou na resistência à compressão, devido provavelmente à menor dosagem de água;
- nas ligações efectuadas às 6 horas, o betão com maior dosagem de adjuvante apresentou uma resistência mais elevada;
- nas ligações efectuadas às 72 horas, o betão com maior dosagem de adjuvante apresentou uma resistência inferior.

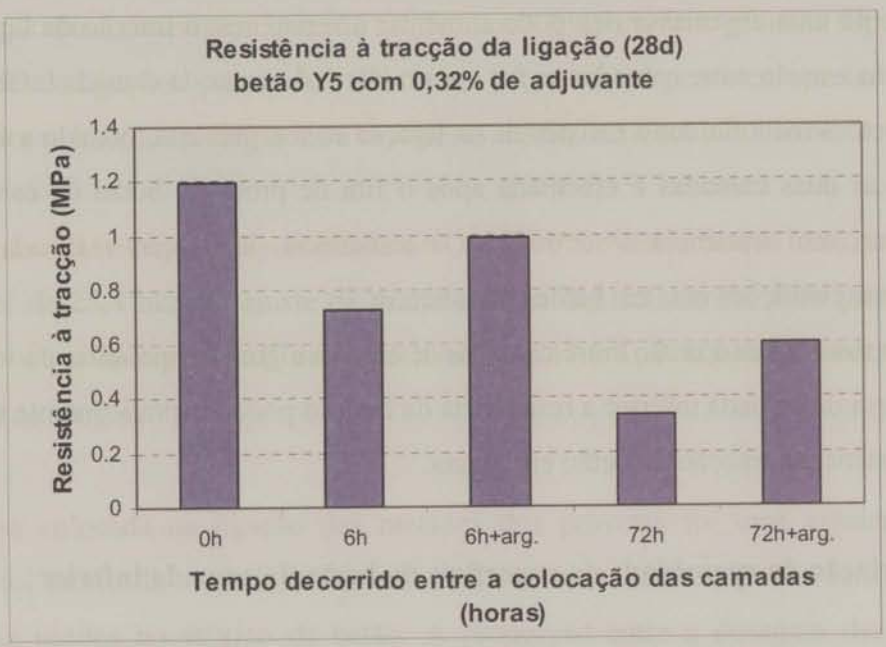


Figura 5.32 – Resistência à tracção da ligação do betão Y5. O início de presa do betão ocorreu às 1h50m e o fim de presa às 14h00.

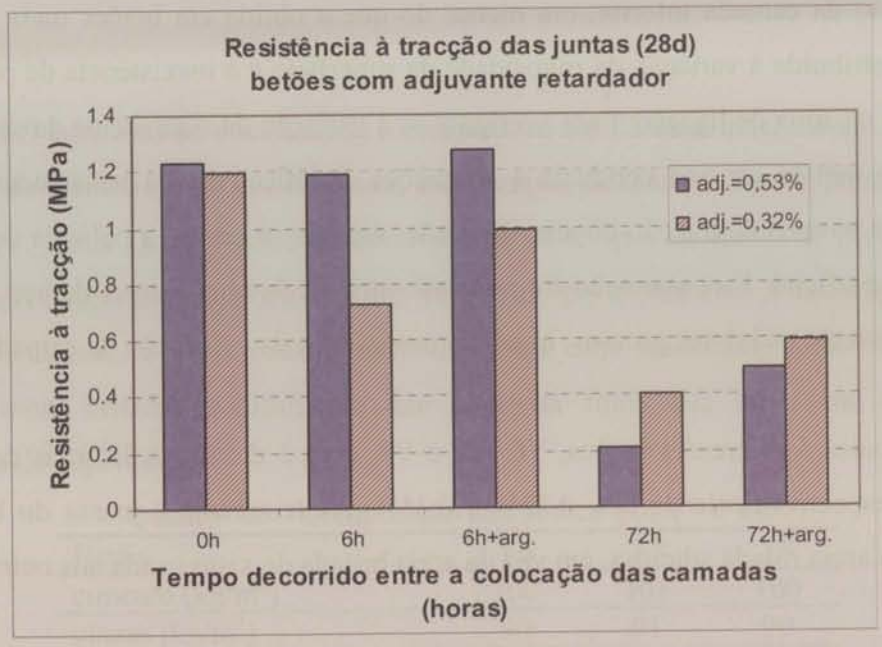


Figura 5.33 – Resistência à tracção da ligação dos betões Y4 e Y5. No eixo das abcissas a indicação "*+arg*" refere-se às ligações em que se colocou argamassa entre as duas camadas de betão.

Os resultados obtidos neste trabalho sobre a utilização de adjuvantes retardadores de presa no betão e sobre o uso de uma argamassa de ligação sugerem o seguinte:

- existe uma dosagem mínima de adjuvante abaixo da qual não se obtém retardamento da presa do betão;

- o uso de uma argamassa rica pode aumentar a resistência à tracção da ligação quando a união entre camadas se faz após o início de presa da camada inferior;
- nos betões mais fluidos a resistência da ligação com argamassa, quando a união entre as duas camadas é efectuada após o fim de presa do betão da camada inferior, tem tendência a ser inferior à resistência da ligação realizada nas mesmas condições mas em betões mais secos;
- nos casos em que a união entre camadas se efectua algum tempo antes do início de presa da camada inferior a resistência da ligação pode ser praticamente igual à resistência à tracção do betão em massa.

5.2.4.4 – Variação da rugosidade da superfície do betão da camada inferior

Como se tem vindo a referir, nos ensaios realizados observou-se que nos betões mais fluidos a resistência à tracção da ligação com argamassa, quando a ligação ocorria após o fim de presa do betão da camada inferior, era menor do que a obtida em betões mais secos. Esta variação foi atribuída à variação da rugosidade da superfície e à inexistência de partículas de inerte grosso na zona de ligação. Para averiguar se a variação da rugosidade da superfície e a exposição de inertes grossos conduzia a alterações significativas da resistência à tracção, efectuaram-se ensaios de tracção directa em betões em que se retirou a película de pasta e de argamassa superficial. Esta operação foi realizada através de uma escova de aço de forma a expor parcialmente os inertes grossos, imediatamente antes da colocação da camada superior.

Foram fabricados 3 diferentes betões, Y6, Y7 e Y8, com 3 dosagens distintas de adjuvante retardador, respectivamente de 0%, 0,53% e 0,35%, relativamente à massa do ligante. Foi utilizada uma areia rolada siliciosa, em vez da areia britada de xisto usada nos outros betões.

Foram preparados provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, fabricados sem junta, ou seja ligados às 0 horas, e com juntas. Nos betões com juntas a camada superior foi colocada 48 horas, 72 horas ou 9 dias depois de colocada a camada inferior, tendo-se colocado uma argamassa de ligação em todos os provetes. A superfície da camada inferior foi mantida coberta por uma película de água, que foi limpa antes da colocação da camada superior, e os provetes foram colocados numa câmara saturada a 20 °C ± 2 °C e a uma humidade relativa superior a 95%. Antes da colocação da camada superior, o betão da camada inferior foi sujeito ao tratamento superficial referido. Para comparação foram

também preparados provetes em que não se efectuou a limpeza da argamassa superficial. Para cada condição de ligação e para cada betão foram preparados 3 provetes, apresentando-se nas figuras o valor médio dos resultados ou os valores médio, máximo e mínimo.

A composição dos betões está apresentada no Quadro 5.8. Nestes betões a máxima dimensão do inerte foi de 25,4 mm. O ajuste da granulometria dos sólidos foi feito para a curva de Faury, com os parâmetros A e B de respectivamente 17 e 1. A consistência dos betões Y6, Y7 e Y8 foi de 10±2 s.

A argamassa colocada na ligação das metades dos provetes foi uma argamassa rica. A argamassa foi fabricada sem cinzas volantes mas com o mesmo tipo de cimento e com a mesma areia usados no fabrico da betão. A proporção entre a dosagem de cimento e a dosagem de areia foi de 1:2 e a relação A/C de 0,46. No fabrico da argamassa foi utilizado ainda um adjuvante plastificante (P) numa dosagem correspondente a 0,8% da massa de cimento.

No Quadro 5.9 apresenta-se a resistência à compressão aos 28 dias, determinada em cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, e os tempos de início e fim de presa, dos betões Y6, Y7 e Y8. Neste Quadro pode observar-se que os tempos de início de presa são muito superiores aos observados nos betões Y4 e Y5 devido principalmente à mudança do tipo de areia. Efectivamente, a areia rolada, além de exibir uma resistência à penetração muito inferior à areia britada, praticamente não continha finos que adsorvem uma parcela significativa do adjuvante.

Quadro 5.8 – Composição dos betões Y6, Y7 e Y8

Betão	Y6	Y7	Y8
cimento (kg/m^3)	100	101	100
cinzas (kg/m^3)	90	91	90
ligante (kg/m^3)	190	191	190
água (l/m^3)	110	103	108
inerte grosso	X4	X4	X4
areia	CB	CB	CB
brita(kg/m^3)	1534	1544	1539
areia* (kg/m^3)	571	570	568
adjuv. P (l/m^3)	-	-	-
adjuv. R (l/m^3)	-	1,00	0,67
fíler (%)	0,3	0,3	0,3
A/(C+F)	0,58	0,54	0,57

* Inclui a dosagem de fíler.

Quadro 5.9 – Resistência à compressão e tempos de presa dos betões Y6, Y7 e Y8.

Betão	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	Início de presa	Fim de presa
Y6	14,6	7h30m	18h45m
Y7	21,5	57h00m	90h00m
Y8	22,0	30h00m	40h00m

Na figura 5.34 apresentam-se os resultados obtidos com o betão Y6, betão fabricado sem adjuvantes. Nesta figura observa-se uma diminuição significativa da resistência à tracção da ligação às 48 horas sem tratamento superficial, relativamente à resistência do betão em massa, apesar de se ter colocado uma argamassa rica na ligação. Porém, com o aumento da rugosidade, devido ao tratamento superficial da camada inferior, a resistência à tracção da ligação às 48 horas foi praticamente igual à resistência do betão em massa, como se pode constatar na figura.

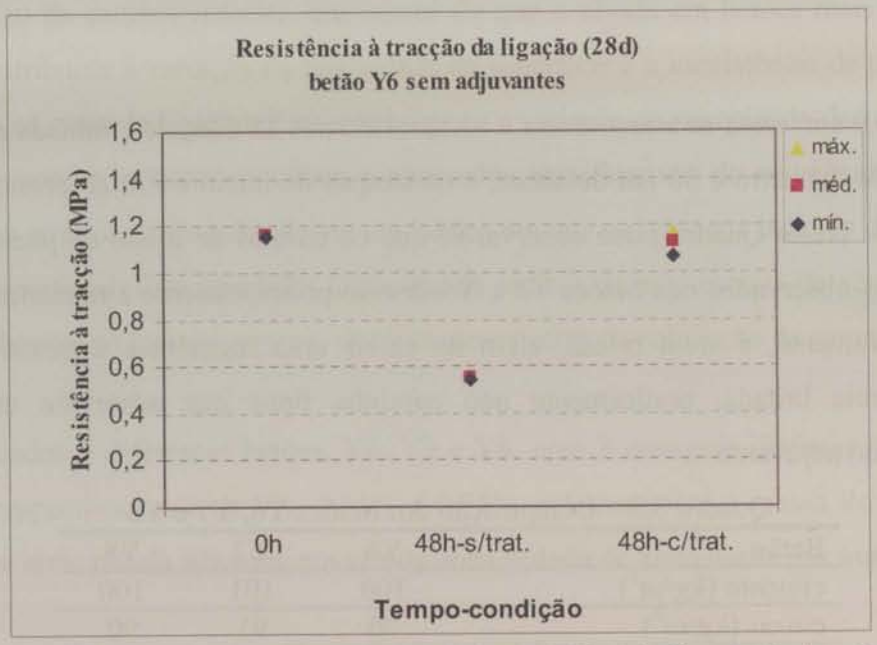


Figura 5.34 – Resistência à tracção da ligação do betão Y6. A indicação "*s/trat.*" refere-se aos provetes em que não se retirou a argamassa superficial da camada inferior e a indicação "c*/trat.*" refere-se aos provetes em que a superfície foi escovada. O início de presa do betão ocorreu às 7h30m e o fim de presa às 18h45m.

Na figura 5.35 apresentam-se os resultados obtidos com o betão Y7, betão fabricado com uma dosagem elevada de adjuvante retardador. O início de presa ocorreu às 57 horas e o fim de presa às 90 horas. A resistência da ligação às 72 horas efectuada sem tratamento da superfície, e que ocorreu entre o início e o fim de presa da camada inferior, foi inferior à

resistência do betão em massa, apesar de não se observar um decréscimo tão significativo como o que se observou na ligação às 48 horas do betão Y6. Com o aumento da rugosidade da superfície, a resistência da ligação às 72 horas passou a ser quase igual à resistência do betão em massa, como já tinha ocorrido com o betão Y6.

Na figura 5.35 pode observar-se também que quando a camada superior foi colocada 9 dias depois do fabrico da camada inferior, em provetes não sujeitos a tratamento da superfície de ligação, com a camada inferior já no estado endurecido, a resistência da ligação foi, como seria de esperar, ainda inferior à resistência da ligação às 72 horas. A relação entre a resistência à tracção dos provetes com ligação aos 9 dias e a resistência do betão em massa foi, em média, de 0,58, valor da mesma ordem de grandeza dos que se obtiveram anteriormente noutros betões, nas ligações efectuadas com o betão da camada inferior endurecido.

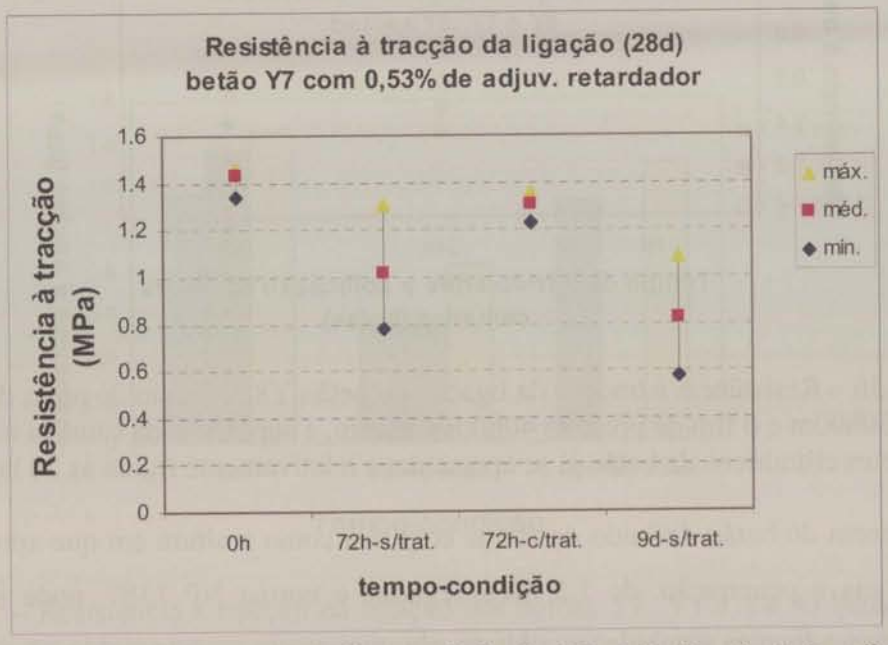


Figura 5.35 – Resistência à tracção da ligação do betão Y7. A indicação "*s/trat.*" refere-se aos provetes em que não se retirou a argamassa superficial da camada inferior e a indicação "c/*trat.*" refere-se aos provetes em que a superfície foi escovada. O início de presa do betão ocorreu às 57h00m e o fim de presa às 90h00m.

Na figura 5.36 apresentam-se os resultados obtidos com o betão Y8, fabricado com adjuvante retardador mas numa dosagem inferior à usada no betão Y7. O início de presa ocorreu às 30 horas e o fim de presa às 40 horas. Neste caso foram realizados ensaios sobre provetes com ligações às 24 horas e às 48 horas, sem tratamento superficial da camada inferior.

A resistência das ligações às 24 horas e às 48 horas foram significativamente inferiores à resistência do betão em massa. Apesar da ligação às 24 horas ter ocorrido 6 horas antes do início de presa do betão da camada inferior a resistência não foi superior à observada na ligação às 48 horas, efectuada após o fim de presa do betão da camada inferior. Observou--se porém que a superfície da camada inferior dos provetes cilíndricos de betão já se apresentava relativamente rígida às 24 horas. Esta constatação sugere que o ensaio de penetração em argamassas, para determinar os tempos de presa do betão, pode, em alguns casos, não ser suficiente para avaliar o estado de endurecimento do betão.

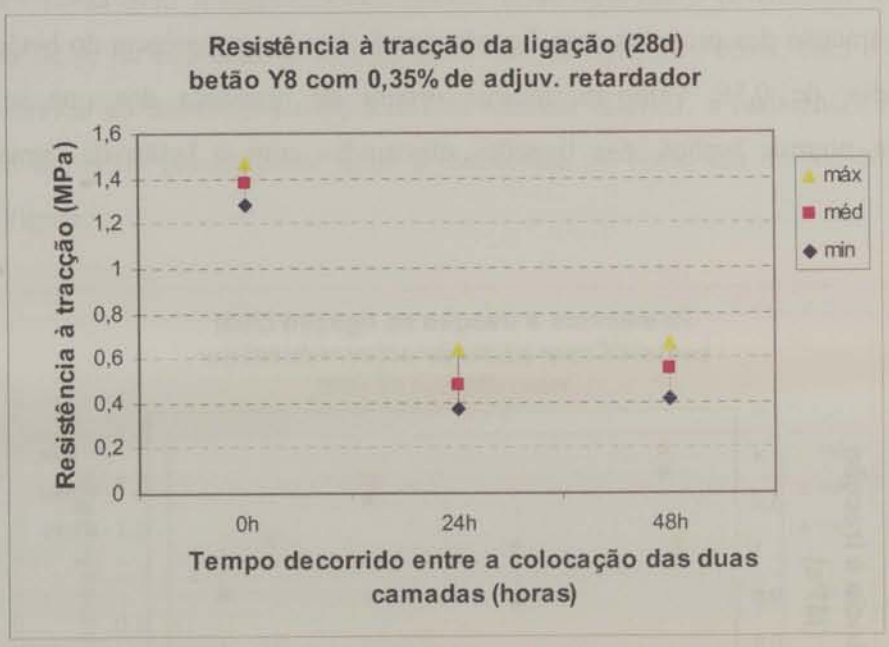


Figura 5.36 – Resistência à tracção da ligação do betão Y8. O início de presa do betão ocorreu às 30h00m e o fim de presa às 40h00m. Porém, a superfície da camada inferior dos provetes cilíndricos de betão já se apresentava relativamente rígida às 24 horas

O início de presa do betão definido de forma empírica como a altura em que apresenta uma certa resistência à penetração, de 3,5 MPa segunda a norma NP 1387, pode não ser um parâmetro adequado para estabelecer a altura em que ocorre uma variação significativa da capacidade de ligação entre camadas. A medição da resistência à penetração é efectuada sobre uma provete de argamassa crivada de uma amostra de betão. Quando a resistência à penetração da argamassa é de 3,5 MPa, a resistência à penetração do betão é, provavelmente, superior, por dois motivos: por um lado o betão contém inertes grossos que aumentam a resistência à penetração da massa; por outro a relação A/C da pasta no betão é inferior à relação A/C da pasta na argamassa, devido à absorção de água dos inertes grossos e à migração da água para a interface entre a pasta e os inertes grossos. Como as pastas com

menor relação A/C endurecem mais rapidamente, quando ocorre o início de presa, por medição da penetração na argamassa, o betão poderá já exibir uma resistência elevada.

Na figura 5.37 apresentam-se os valores médios dos resultados da resistência à tracção relativos aos betões Y6, Y7 e Y8. Nesta figura observa-se que os valores mais elevados da resistência à tracção foram obtidos no betão com maior dosagem de adjuvante retardador, para as três condições de ligação. Nesta figura pode ver-se também que a utilização de uma argamassa de ligação muito rica não fez aumentar significativamente a resistência da ligação quando não se efectuou o tratamento da superfície da camada inferior. Efectivamente, a relação entre a resistência da ligação e a resistência do betão em massa variou entre 0,40 e 0,57, valores similares aos obtidos noutros betões em que se utilizou uma argamassa mais pobre.

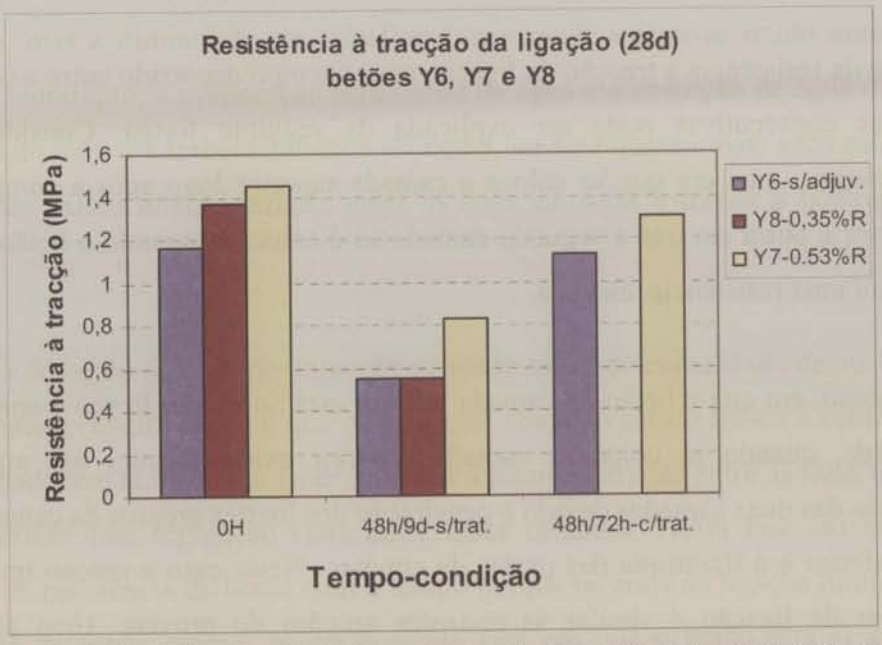


Figura 5.37 – Resistência à tracção da ligação dos betões Y6, Y7 e Y8. O betão da camada inferior já se encontrava no estado endurecido quando se colocou a camada superior, excepto nos provetes sem junta (0H). A indicação "*s/trat.*" refere-se aos provetes em que não se retirou a argamassa superficial da camada inferior e a indicação "*c/trat.*" refere-se aos provetes em que a superfície foi escovada.

Os resultados obtidos nos betões Y6, Y7 e Y8 indicam claramente que quando se retira a argamassa superficial endurecida da camada inferior, aumentando assim a rugosidade da superfície de ligação e a área de contacto entre as duas camadas, a resistência da ligação cresce consideravelmente. O aumento da resistência à tracção poderá não ser devido somente ao aumento da área de contacto entre as duas camadas mas também porque a interface não é

composta exclusivamente por argamassa mas, quando se expõe as partículas do inerte grosso da camada inferior, a superfície de ligação contém zonas de inerte. Se a resistência da interface entre a argamassa e o inerte grosso for superior à resistência da interface entre a argamassa da camada inferior e a argamassa da camada superior então este factor também contribuirá para o acréscimo na resistência da ligação.

5.2.4.5 – Resistência da ligação - conclusões sobre os estudos complementares

Os estudos realizados com os betões Y1 a Y8 indicaram que a resistência da ligação diminui com o tempo decorrido entre a colocação de duas camadas, ou seja com o desenvolvimento da hidratação do betão da camada inferior, e cresce com o aumento da área de contacto entre as duas camadas.

A diminuição da resistência à tracção da ligação com o tempo decorrido entre a colocação de duas camadas consecutivas pode ser explicada da seguinte forma. Considere-se duas situações extremas: uma em que se coloca a camada superior logo após a compactação da camada inferior e outra em que a segunda camada só é colocada quando o betão da camada inferior atingiu uma resistência elevada.

No primeiro caso, em que o betão da camada inferior está no estado fresco e com suficiente trabalhabilidade, quando se coloca a camada superior existe mistura das argamassas e interpenetração das duas camadas devido à penetração dos inertes grossos da camada superior na camada inferior e à tixotropia das pastas de cimento. Neste caso a secção transversal do betão na zona de ligação é similar às restantes secções do provete. Uma apresentação esquemática do provete está apresentada na figura 5.38, provete b. A rotura por tracção pode então ocorrer na zona de ligação ou em qualquer outra secção transversal do provete e a superfície de rotura, em geral, atravessa as partículas do inerte grosso e não é plana.

No segundo caso, como não ocorre interpenetração entre as duas camadas, porque os inertes grossos não podem penetrar na camada inferior endurecida e a argamassa da camada inferior perdeu a tixotropia que exibia no estado fresco, o provete não é homogéneo e existe uma secção onde ocorre a transição entre as duas camadas. Nesta zona de transição existe apenas pasta ou argamassa devido ao efeito de parede que ocorre na superfície rígida da camada inferior. Uma representação esquemática do provete está apresentada na figura 5.38, provete

a. Neste caso a rotura ocorre na zona de ligação, a superfície de rotura é aproximadamente plana e não atravessa as partículas do inerte grosso.

No primeiro caso a tensão de rotura é muito superior porque a área da superfície de rotura é maior e a resistência do inerte é, em geral, mais elevada que a resistência da argamassa. Por outro lado, no segundo caso cria-se uma interface, entre a pasta da camada inferior e a argamassa endurecida da camada superior, que exibe, em geral, uma resistência menor, à semelhança com o que ocorre no betão na interface entre a pasta e os inertes.

O betão da camada inferior evolui entre o estado fresco, referido para a primeira situação, e o estado endurecido, referido na segunda situação. No betão, logo após o fabrico iniciam-se as reacções químicas entre o ligante e a água e a interacção entre a pasta e os inertes. A pasta de cimento só perde tixotropia quando se formam silicatos de cálcio hidratados em quantidade significativa, mas a diminuição da trabalhabilidade pode iniciar-se muito antes, devido às reacções de hidratação, à evaporação superficial da água e à absorção de água da pasta pelos inertes. Quanto menor a trabalhabilidade do betão, ou seja quanto mais seco estiver, maior a dificuldade de existir interpenetração entre as duas camadas e menor a homogeneidade do provete.

A resistência do betão da zona de transição depende assim da capacidade de mistura das duas camadas. Numa primeira fase em que o betão está ainda no estado fresco a contínua perda de trabalhabilidade tem tendência a fazer diminuir a interpenetração entre as duas camadas, mas ainda não existe uma separação clara entre essas camadas. Nesta fase existe uma ligeira diminuição da resistência do betão com o tempo porque na zona de ligação diminui o número de partículas de inerte grosso. Numa segunda fase em que o betão está já a endurecer a capacidade de interpenetração entre as duas camadas é quase nula e existe a tendência para que o provete seja constituído por duas partes de betão ligadas por uma zona de argamassa. Nesta fase a resistência da ligação é inferior à resistência do betão em massa e depende principalmente da aderência da argamassa da camada superior à superfície do betão da camada inferior.

De acordo com o exposto, a resistência da ligação só será similar à resistência do betão em massa se a camada superior for colocada algum tempo antes do início de presa da camada inferior, ou seja enquanto o betão exibir uma trabalhabilidade suficiente para que exista

interpenetração das camadas. À luz desta hipótese o valor limite de 50 MPa recomendado no projecto nacional francês BaCaRa [301], para a resistência à penetração do betão da camada inferior, é demasiado elevado para que a resistência à tracção da ligação não seja significativamente menor que a resistência à tracção do betão.

Se a camada inferior já se encontra endurecida, ou seja já apresenta uma resistência elevada à penetração quando se coloca a camada superior, a resistência da ligação depende da rugosidade da superfície e da constituição do betão superficial. Quanto mais rugosa a superfície maior a área de contacto entre as duas camadas e maior a resistência à tracção da ligação. Por outro lado a aderência entre as duas camadas depende da existência da partículas de inerte grosso na superfície da camada inferior, porque a ligação entre uma argamassa fresca e uma argamassa endurecida é diferente da aderência entre uma argamassa fresca a uma partícula de inerte, e pode depender da resistência da base, nomeadamente se esta for constituída por uma fraca película de pasta.

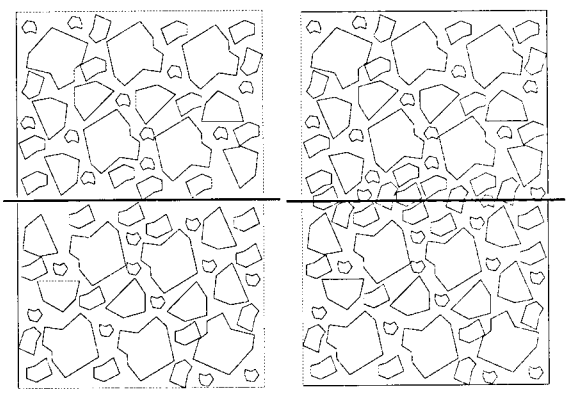


Figura 5.38 - Provete **a:** ligação após o início de presa do betão da camada inferior; zona de ligação sem inertes grossos por efeito de parede. Provete **b:** ligação com o betão da camada inferior no estado fresco, algum tempo antes do início de presa; interpenetração de inertes grossos na zona de ligação.

6 – REFLEXÕES FINAIS

6.1 – INTRODUÇÃO

Na construção de barragens devem empregar-se materiais cujas propriedades intrínsecas, colocação em obra e evolução das suas características sejam susceptíveis de controlo.

Na técnica de construção de barragens, no que se refere ao BCC, pretende-se um betão que seja económico, estável no tempo e em equilíbrio com o meio ambiente, cujas características sejam susceptíveis de controlo e que permita construir, com um determinado método de colocação, uma obra que, em associação ou não com outros elementos estruturais ou funcionais, conduza a uma estrutura durável, impermeável e resistente.

Assim, num determinado projecto, a especificação do material para um elemento estrutural ou funcional está condicionada pela sua relação com outros elementos e com o meio ambiente. Desta forma, não devem existir diferentes conceitos sobre o BCC, mas sim diferentes projectos estruturais com diferentes relações funcionais entre os seus elementos e as acções ambientais.

Por exemplo, nas barragens em que se coloca uma camada vertical de betão convencional, nas faces montante ou jusante, deve-se ter este facto em conta na especificação do material BCC e na forma e condições de colocação em obra. Deste modo, a especificação do material deve ser efectuada para uma tipologia e para uma função específicas. A colocação de uma camada exterior de betão convencional introduz diferentes condicionamentos e flexibiliza as exigências relativas ao material interior, criando novas variantes para a análise na relação entre a durabilidade e a economia.

Parece necessário abordar de forma clara as distintas opções de que se dispõe no projecto de barragens de BCC no que se refere ao betão e às formas de construção e de colocação em obra. Uma análise conjunta de todas estas vertentes permitiria ampliar o âmbito de aplicação do material satisfazendo os iniludíveis requisitos de durabilidade e economia.

6.2 – REFLEXÕES SOBRE A COMPOSIÇÃO E AS CARACTERÍSTICAS DO BCC

6.2.1 – Estudos de composição

O conceito de que o BCC é um betão de inferior qualidade, com características similares a misturas de solo e cimento, tem levado a que, por vezes, se definam critérios menos exigentes na escolha dos componentes a utilizar e se apliquem metodologias de formulação da área da geotecnia. Esta prática não se baseia, em geral, em critérios fundamentados sobre o comportamento do betão, particularmente no que se refere a desempenho a longo prazo, mas antes na consideração de que não é fundamental que este material exiba boas características de resistência e impermeabilidade, face a adopção de outros sistemas de impermeabilização e aos baixos níveis de tensões associados às grandes dimensões das estruturas de BCC.

Se por um lado é discutível que se diminua o grau de exigência relativamente às características dos componentes e à composição do betão, sem existir fundamentação sobre a sua influência nas características em geral e na durabilidade em particular, por outro, com a aplicação crescente de BCC como alternativa ao betão convencional e em obras onde se exige impermeabilidade à massa ou o nível de tensões é mais elevado, o betão deve ser formulado do modo a que exiba o melhor comportamento possível dentro dos condicionalismos técnicos e económicos associados a cada obra em particular.

Tal como acontece para a formulação de misturas de betão convencional, ao efectuar-se a selecção e a dosagem dos componentes do BCC é fundamental ter em conta que o betão deve ser durável, ou seja que não exiba deterioração apreciável no tempo de vida útil esperado, e que apresente as características de resistência, deformabilidade e impermeabilidade definidas para cada obra. Tal não impede que o BCC seja considerado como um betão especial, com características diferentes do betão convencional, devido aos condicionalismos associados a uma consistência muito seca e à necessidade de ter uma dosagem de cimento reduzida.

As obras de BCC caracterizam-se pelo elevado ritmo de construção que a simplicidade de colocação do betão e os potentes equipamentos de compactação utilizados permitem. Esta vantagem associada às obras de BCC exige que o número de juntas verticais seja reduzido e que seja possível colocar um volume de betão elevado num reduzido espaço de tempo. Um dos problemas de se colocar grandes volumes de betão sem juntas é o que resulta do

arrefecimento da massa de betão, que, onde existe constrangimento à livre deformação do betão, pode originar o aparecimento de fissuras de grande espessura. Para que a elevação de temperatura no betão não seja muito elevada, o calor libertado pela hidratação do ligante deve ser muito reduzido. Este é um parâmetro muito importante que, em betão para barragens, deve orientar a formulação da composição, particularmente no que se refere à escolha do tipo e da dosagem do ligante. A composição do ligante deve incluir adições que permitam a formação de silicatos de cálcio hidratados com menor libertação de calor e o volume de pasta deve ser o menor possível para que a dosagem de ligante seja reduzida.

O BCC, no estado fresco, é constituído por um esqueleto sólido granular de partículas de inerte, por uma matriz de pasta que se encontra entre os grão de inerte e ainda por um certo volume de vazios. A relação entre o volume de inertes e o volume de pasta depende da composição do betão e a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos e de líquidos depende da compacidade da mistura, que por sua vez depende da energia de compactação mas também da composição do betão. As características do betão dependem da proporção destas três fases, dependendo assim da granulometria, forma e textura dos inertes e da consistência do betão.

Quanto mais bem agrupadas estiverem as partículas do inerte e quanto maior o seu índice volumétrico maior a tendência para que o volume ocupado pelos inertes seja superior e menor o volume de pasta necessário no betão. Quanto menor o atrito entre as partículas menor o volume de pasta necessário para que o betão atinja a mesma consistência. A forma das partículas tem também influência no volume da vazios do betão. Se os inertes forem lamelares existe tendência para que se formem poros sob as partículas do inerte.

Em termos genéricos as principais diferenças entre as composições do BCC e do betão convencional são a dosagem de cimento, a dosagem de água, a dosagem de areia, a dosagem de adições e a dosagem de fíler. Enquanto que no BCC a dosagem dos dois primeiro componentes referidos é menor que no betão convencional, a dosagem três dos restantes é normalmente superior neste betão mais seco. A menor dosagem de cimento deve-se à necessidade de limitar a elevação de temperatura no betão e à possibilidade de, para dosagens idênticas, se obterem resistências mais elevadas no BCC, devido à elevada energia de compactação utilizada. No BCC a dosagem de água deve ser compatível com o fabrico de um material muito seco que permita, no estado fresco, o transporte e a colocação com os meios

utilizados nas obras de aterro e que deve ainda ser capaz de suportar a circulação de equipamentos pesados sobre a sua superfície do betão sem exibir uma deformação excessiva. Durante a compactação do BCC o atrito entre as partículas do inerte grosso é menor quanto mais elevada for a dosagem de areia, devido à reduzida dosagem de pasta, existindo assim uma tendência para que se utilizem betões com maior dosagem de areia do que a que normalmente se encontra nos betões convencionais utilizados em barragens. A maior dosagem de areia pode no entanto não ser necessária quando a dosagem de adições é elevada. No BCC, a maior dosagem de fíler e de adições activas no ligante deve-se principalmente à dosagem insuficiente de cimento, relativamente à que seria necessária para preencher os espaços abertos do esqueleto granular de partículas de inerte.

A composição dos betões já aplicados em barragens de BCC tem variado significativamente. Em 166 composições de betão consultadas na literatura, referentes a outras tantas barragens de BCC, a dosagem de ligante variou entre 60 kg/m^3 a 344 kg/m^3. Foram utilizados desde ligantes sem adições, constituídos só por cimento, até ligantes sem cimento, constituídos por escórias de alto forno e cinzas volantes classe C. Os betões foram fabricados com inertes de várias origens, com qualidade muito diferente, e com granulometrias também variadas. Usaram-se também betões com adjuvantes retardadores de presa, redutores de água, introdutores de água ou ainda sem qualquer adjuvante.

Apesar de não existir uma composição de BCC tipo, as misturas para barragens são constituídas normalmente por: ligante numa dosagem entre 70 kg/m^3 a 250 kg/m^3, em que a dosagem de pozolanas varia entre 0% a 70%; inertes com uma curva granulométrica seguindo uma curva de referência (ex: Fuller) ou inserida num determinado fuso (ex: ACI); dosagem de água de cerca de 80 l a 150 l; adjuvantes para melhorar certas características do betão.

Segundo Díez-Cascón Sagrado [95], para que o betão contenha um volume de pasta necessário para preencher os vazios entre os grãos do inerte, a quantidade de partículas sólidas de pequena dimensão, de diâmetro inferior a cerca de 75 μm, deve ser no mínimo entre 10% a 12% do volume de sólidos. Como no BCC a dosagem de cimento é reduzida, poucas vezes superior a 120 kg/m^3, o que corresponde a cerca de 5% do volume de sólidos, é necessário incorporar na mistura adições ou fíler em dosagens relativamente elevadas. O uso de uma dosagem de fíler elevada, em betões com reduzida dosagem de cimento, torna

possível que no betão ocorram zonas onde a quantidade de silicatos de cálcio hidratados é insuficiente para evitar a o aparecimento de poros com dimensão apreciável na estrutura da pasta, que diminuem a resistência às tensões e aumentam a permeabilidade do betão. Quando se usam adições activas a probabilidade de ocorrer este fenómeno é muito inferior porque elas contribuem para o aumento da quantidade de silicatos de cálcio hidratados. As adições usadas de forma mais comum são as cinzas volantes (ASTM Classe F). A dosagem de cinzas no ligante pode ser igual à dosagem de cimento sem que ocorra diminuição da resistência a longo prazo, relativamente a betões fabricados com a mesma composição mas em que o ligante seja constituído só por cimento, como se observou nos estudos realizados neste trabalho. As cinzas volantes podem, no entanto, ser utilizadas no BCC em dosagens ainda maiores, particularmente quando é necessário aumentar a dosagem de pasta. A eficácia do uso de cinzas em dosagens muito elevadas, da ordem dos 60% ou 70% da dosagem de ligante, depende das características do cimento e das cinzas utilizadas e do volume de pasta do betão. Com os materiais e com as composições de betão utilizados neste trabalho não se observou melhoria da resistência do betão quando as dosagens de cinzas ultrapassaram cerca de 50% da dosagem de ligante.

A utilização de adjuvantes no fabrico do BCC, nomeadamente adjuvantes redutores de água ou retardadores de presa, permite melhorar as características do betão, apesar da sua eficácia poder não ser igual à obtida quando aplicados em betões convencionais. Em geral as dosagens de adjuvante, em proporção da dosagem de ligante, utilizadas no fabrico de BCC devem ser superiores às correntemente usadas nos betões convencionais, particularmente na misturas mais secas. No entanto, se a dosagem utilizada for muito elevada, a resistência do betão nas primeiras idades pode ser muito reduzida. A menor eficácia dos adjuvantes no BCC deve ser devida à dificuldade de dispersão do adjuvante, à maior dosagem de elementos finos no betão e ao atrito entre as partículas do inerte. Assim, os adjuvantes são mais eficazes em misturas fabricadas com menor dosagem de fíler, maior dosagem de pasta e quando se utiliza areia rolada.

A resistência dos betões depende da qualidade dos inertes, nomeadamente no que se refere à sua forma e granulometria, que tem influência na dosagem de água e na porosidade do betão. O uso de inertes com granulometria não controlada, com partículas muito angulosas ou alongadas, faz em geral diminuir significativamente a resistência do betão. No BCC, quando a granulometria e a forma das partículas não são adequadas, é muito difícil obter um betão

sem um volume de poros apreciável devido à consistência seca e à pequena dosagem de cimento que é necessário manter. Nas misturas em que existe maior dificuldade de migração da pasta, devido à forma irregular das partículas e ao elevado atrito entre elas, é necessária maior dosagem de água para que o betão seja trabalhável e aumenta também a possibilidade da existência de vazios no betão. Assim, apesar das características do BCC variarem com o tipo e a dosagem dos componentes de forma similar à variação que se pode esperar nos betões convencionais, a existência de maior ou menor volume de vazios pode alterar as tendências de variação. Por exemplo, é possível que a resistência à compressão de betões com consistência semelhante, medida normalmente com a mesa Vêbê, com igual dosagem de ligante e com igual relação A/L, seja significativamente diferente devido ao diferente volume de vazios na massa de betão.

A consistência do betão não é uma grandeza porque depende de um conjunto de propriedades. Só é possível quantificar a consistência do betão quando esta valorização é feita segundo um método de medida. O método Vêbê é um deles e, como todos os outros, tem alguma insuficiências. Assim, betões que apresentam consistência Vêbê idêntica podem necessitar energias de compactação muito diferentes para atingir a mesma compacidade, devido à forma como o esqueleto sólidos dos inertes está organizado. É assim possível que estes betões tenham diferentes volumes de vazios que fazem com que as características difiram significativamente.

Os métodos de formulação dos betões que estabelecem valores para a resistência em função da relação A/L, sem considerarem a qualidade dos inertes ou a proporção de adições no ligante devem ser usados apenas como base de referência, devido à grande dispersão de resultados que se podem obter quando se usam materiais diferentes. Assim, os estudos de composição devem ser complementados com uma análise específica de cada situação, em que estejam envolvidos outros parâmetros da composição. Neste sentido os resultados dos ensaios efectuados neste trabalho permitem efectuar uma análise mais detalhada e facilitar a obtenção de um betão que satisfaça os requisitos especificados.

6.2.2 – Características do BCC

As características dos betões, quando os seus constituintes estão distribuídos de forma homogénea na massa, dependem principalmente das características dos componentes, da

composição da mistura e do volume de vazios, quer se trate de betão convencional, BCC ou qualquer outro betão. Assim, a variação das características do BCC com estes parâmetros é semelhante à que ocorre no betão convencional. Se os materiais utilizados no fabrico do BCC forem idênticos aos que se utilizam no fabrico de betão convencional, o que em geral deve ocorrer, a diferença nas características dos betões, no estado endurecido, deve-se apenas à diferente dosagem dos componentes ou ao diferente volume de vazios. O volume de vazios existente na massa do betão depende principalmente da energia de compactação; no entanto, como o BCC é um betão é muito seco e a consolidação é efectuada por vibração externa, o atrito e a forma das partículas do inerte ou a fluidez da pasta têm também influência na ocorrência de bolhas de ar no interior da massa do betão.

No que se refere à dosagem dos componentes, a reduzida dosagem de ligante e a elevada proporção de cinzas que este betão normalmente contém são os parâmetros que se destacam, relativamente a betões correntes. Neste trabalho foram caracterizados nove betões, com dosagens de ligante entre 90 e 190 kg/m^3 de ligante, constituídos por 53% a 61% de cimento tipo I e 39% a 47% de cinzas volantes, englobando inertes de três origens distintas. Os aspectos principais sobre as características destes betões são os seguintes.

6.2.2.1 - Resistência às tensões

A variação da resistência à compressão com a variação da dosagem de ligante foi aproximadamente linear entre 90 kg/m^3 e 190 kg/m^3. A resistência máxima e mínima dos betões ensaiados, aos 28 dias, medida em provetes cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, foi de, respectivamente, 30,3 MPa e 3,2 MPa. Aos 90 dias os valores máximo e mínimo obtidos foram de, respectivamente, 41,9 MPa e 5,7 MPa. A variação da resistência à compressão com a dosagem de água pode ser estimada com base na relação A/L de acordo com a lei de Abrams, nestes betões com cerca de 50% de cinzas volantes no ligante e com consistência Vêbê de 13±3 s. No entanto, quando a dosagem de água é muito reduzida e o betão é muito seco, a expressão de Abrams não se aplica devido ao crescimento do volume de vazios no betão. O crescimento da resistência à compressão com a idade apresentou uma variação aproximadamente logarítmica. O coeficiente de endurecimento a idades avançadas, relativamente à resistência aos 28 dias, é significativamente superior ao obtido em betões convencionais fabricados sem cinzas volantes. Por exemplo, enquanto que o coeficiente de endurecimento a 365 dias especificado no artº 15 do REBAP é de 1,35, o

maior resultado obtido neste trabalho foi 2,72. A resistência à compressão a 1 ano de idade no betão TR190, com 100 kg/m^3 de cimento e 90 kg/m^3 de cinzas volantes, foi de 54,7 MPa. Este valor se fosse relativo a provetes cúbicos com 15 cm de aresta, de acordo com a relação estabelecida na NP ENV 206, podia ser próximo de 70 MPa. Considerando que a resistência à compressão de um betão corrente fabricado com 300 kg/m^3 de cimento poderá ser da ordem dos 30 MPa aos 28 dias e dos 40 MPa aos 365 dias, em provetes cúbicos de 15 cm de aresta, então o BCC com uma dosagem de ligante de 190 kg/m^3, dos quais só 100 kg/m^3 são cimento, pode apresentar uma resistência, a um ano de idade, muito superior.

A resistência à tracção directa situou-se entre 0,5 MPa e 2,5 MPa. A resistência à tracção do betão foi, em geral, inferior ou igual a 10% da resistência à compressão. Nos betões mais resistentes a relação entre as tensões de rotura à tracção e à compressão foi mais baixa que nos betões mais fracos, como seria de esperar.

A resistência à flexão variou entre 13% e 17% da resistência à compressão, sendo os valores mais elevados também relativos aos betões mais fracos. A resistência à tracção determinada pelo ensaio de flexão é superior à obtida pelo ensaio de tracção directa, o que ocorre também nos betões correntes.

A resistência ao corte do BCC, medida de acordo com o método de ensaio utilizado, sem tensões normais aplicadas à superfície de corte, cresceu com a dosagem de ligante. Os valores obtidos variaram entre cerca de 1 MPa e 3 MPa. A resistência ao corte dos betões fabricados com três inertes distintos não foi muito diferente, particularmente nos betões com maior dosagem de ligante. Nos ensaios realizados não se obteve uma boa correlação entre os resultados de resistência à compressão e de resistência ao corte.

A resistência à abrasão do BCC pode ser igual ou superior à do betão convencional, para igual resistência à compressão, devido ao menor volume de pasta e ao maior volume de inerte presente na massa. No BCC a resistência à abrasão do betão é também fortemente influenciada pela resistência à abrasão do inerte. Nos resultados obtidos a dosagem de ligante teve uma influência muito menor que o tipo de inerte utilizado. A resistência à abrasão mais elevada foi obtida nos betões fabricados com granito e a mais reduzida nos betões fabricados com xisto.

6.2.2.2 - Deformabilidade

O módulo de elasticidade do BCC, tal como ocorre com o betão convencional, depende em larga escala da resistência à compressão do betão. Todavia, betões com uma resistência à compressão idêntica podem apresentar módulos de elasticidade significativamente diferentes, se forem fabricados com inertes de origem distinta. Nos betões correntes este facto é em geral tido em conta afectando as expressões que relacionam o módulo de elasticidade com a resistência à compressão de um coeficiente de minoração ou majoração, consoante o inerte é mais ou menos deformável. As características da interface entre a pasta e os inertes também tem influência no módulo de elasticidade do betão, mas este factor não é directamente considerado na estimativa do módulo de elasticidade. Esta formulação para estimar o módulo de elasticidade é também aplicável ao BCC. Os coeficientes podem no entanto ser ligeiramente diferentes dos encontrados para o betão convencional porque no BCC o volume de inertes no betão é mais elevado. Em geral, a variação do módulo de elasticidade com a idade é diferente da normalmente encontrada em betões convencionais. Como no ligante deve existir uma dosagem apreciável de cinzas volantes, ou de outras adições activas, o módulo de elasticidade cresce significativamente ao longo do tempo devido ao aumento da resistência da pasta. Quanto maior a dosagem de cinzas volantes e maior a relação A/C, existe maior tendência para que o módulo de elasticidade continue a crescer a idades avançadas. Nestes betões a quebra e dissolução da superfície vítrea das cinzas, necessária para poderem reagir com o hidróxido de cálcio proveniente da hidratação do cimento, é efectuada mais lentamente devido, provavelmente, à menor concentração em iões alcalinos da solução intersticial nas pastas com maior A/C. Nos betões convencionais, sem cinzas, o crescimento da resistência a partir dos 28 dias de idade é bastante menor e o módulo de elasticidade cresce também em menor proporção do que no BCC.

A fluência dos betões é condicionada principalmente pelos movimentos da água no betão. Assim, o menor volume de pasta do BCC poderia conduzir a que a fluência fosse também menor. No entanto, encontram-se na literatura indicações de que a fluência deste betão poderá ser ligeiramente superior à fluência no BC. Os coeficientes de fluência obtidos neste trabalho, em provetes conservados sem trocas de humidade com o exterior e carregados aos 28 dias, não foram muito diferentes nos três betões ensaiados, sendo no entanto maiores nos betões com maior dosagem de água. No BCC o crescimento da resistência a longo prazo, em presença de betões com elevada proporção de cinzas volantes no ligante, pode fazer diminuir

a fluência devido ao aumento da rigidez do betão. No entanto, a existências de vazios, que não tenham sido eliminados pela compactação, e a elevada relação A/L podem fazer aumentar a fluência do betão. Os valores do coeficiente de fluência obtidos encontram-se dentro dos valores que é corrente obter em betões convencionais de barragens conservados sem trocas de humidade com o exterior.

A retracção do BCC é relativamente pequena devido à pequena dosagem de água e de ligante no betão. A retracção autogénea, que é a mais relevante nos betões em massa, medida em provetes sem trocas de humidade com o exterior, foi em todos os betões, ao fim de cerca de 18 meses, inferior a $100x10^{-6}$, o que também é normal ocorrer em betões convencionais de barragens conservados sem trocas de humidade com o exterior. Nos betões ensaiados, particularmente os que tinham uma elevada relação A/C, ocorreu até uma ligeira expansão nas primeiras idades que, nalguns casos, foi depois anulada ao longo do tempo à medida em que se desenvolveram as reacções de hidratação que consomem a água presente no interior do betão. Esta diminuição da água nos poros do betão pode ser a causa principal da retracção dos provetes conservados sem trocas de humidade. Nos betões em que a dosagem de água é muito superior à dosagem estritamente necessária para as reacções de hidratação a expansão inicial pode não ser anulada.

6.2.2.3 - Permeabilidade e porosidade

O coeficiente de permeabilidade à água do BCC diminuiu, em geral, com a idade e com o aumento da dosagem de ligante. Este coeficiente cresceu com o aumento da relação A/L. Nos betões fabricados com 190 kg/m^3 de ligante o coeficiente de permeabilidade aos 90 dias variou entre cerca de 10^{-11} m/s e 10^{-12} m/s. Nos betões fabricados com 90 kg/m^3 de ligante, nos quais a relação A/C foi bastante elevada, o coeficiente de permeabilidade aos 90 dias situou-se em cerca de 10^{-8} m/s. Nos resultados obtidos observou-se uma boa correlação entre o coeficiente de permeabilidade e a relação A/L. Para valores idênticos de A/L o coeficiente de permeabilidade estimado, com base nos valores experimentais, foi semelhante nos betões fabricados com xisto, calcário ou granito.

A porosidade aberta do betão, medida pelo ensaio de absorção de água, situou-se em cerca de 10%, nos betões fabricados com inertes grossos calcários e areia rolada siliciosa, e em cerca de 15%, nos betões fabricados com xisto ou granito e com areia britada da mesma rocha. A

porosidade aberta diminuiu ligeiramente com o aumento da dosagem de ligante e cresceu com o aumento da dosagem de água. A variação da dosagem de água com o aumento da dosagem de ligante é relativamente pequena, quando se mantém a consistência do BCC constante. Assim, como a porosidade aberta é medida por um ensaio de secagem, os resultados reflectem principalmente a variação da dosagem de água total e da dosagem de água consumida nas reacções de hidratação. Nos betões fabricados com o mesmo tipo de inertes, como a dosagem de água total é semelhante, a porosidade aberta também é similar, apesar de se observar uma diminuição da porosidade com o aumento da dosagem de ligante, devido provavelmente à parcela de água consumida na hidratação.

O ensaio de absorção capilar permite distinguir variações da estrutura porosa, por alteração na velocidade de absorção, em betões com igual valor de porosidade aberta. A absorção capilar foi superior nos betões com maior relação A/L. Observaram-se boas correlações entre o volume de água absorvido e a resistência à compressão ou a relação A/L. A resistência à compressão e a absorção capilar são fortemente influenciadas pela qualidade da interface entre a pasta e o inerte e pela relação A/L.

Observou-se também uma boa correlação entre a relação A/L e o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio. Porém, o ensaio de permeabilidade ao oxigénio é muito sensível a variações da estrutura porosa do betão. Para igual valor de A/L, observou-se um maior coeficiente de permeabilidade ao oxigénio nos betões com maior volume de vazios. Assim, este ensaio permite avaliar o nível de consolidação do betão, podendo fornecer informações que não são obtidas nos ensaios de porosidade aberta e de absorção capilar.

A estrutura porosa do betão também foi avaliada por observação microscópica. O betão fabricado com inerte grosso calcário e areia rolada siliciosa, que apresentou a resistência mais elevada e permeabilidade mais reduzida, exibiu um grande número de pequenos poros e poucos poros de grande dimensão, indicando assim que a qualidade do betão é superior quando existem muitos pequenos poros e é inferior quando existem grandes poros. Estes grandes poros são defeitos da estrutura por onde se podem iniciar e propagar as fissuras.

6.2.3 – Ligação entre camadas

A qualidade da ligação entre camadas depende principalmente da consistência do betão, do estado de endurecimento da camada inferior quando se coloca a camada superior, e, no caso de não existir interpenetração do betão das duas camadas, da constituição e da rugosidade do betão superficial da camada inferior.

Para que a resistência da ligação seja igual à resistência do betão em massa, ou seja, para que a estrutura do betão seja contínua e homogénea, é necessário que durante a colocação e compactação da camada superior haja nova compactação da camada inferior e interpenetração do betão das duas camada. Como a compactação da camada inferior faz com que a superfície do betão se apresente praticamente plana e com os inertes muito bem arrumados uns nos outros, devido à elevada energia de compactação utilizada, só é possível a existência de interpenetração das duas camadas, por acção da compactação da camada superior, se o betão da camada inferior mantiver uma certa trabalhabilidade.

Como a camada superior só é colocada algumas horas depois de o betão da camada inferior ter sido fabricado, colocado e compactado, nessa altura o betão da primeira camada pode já ter perdido alguma trabalhabilidade, dificultando a interpenetração do betão das duas camadas face à forma compacta como está organizado o esqueleto granular da camada inferior. Assim, mesmo que a ligação ocorra algum tempo antes do início de presa da camada inferior as características do betão da zona de ligação podem ser inferiores às do betão em massa.

A trabalhabilidade do betão, após ser fabricado, vai diminuindo gradualmente ao longo do tempo, devido à evaporação, à absorção de água pelos inertes e às reacções de hidratação do cimento, até perder totalmente a capacidade de modificar a sua forma quando ocorre a formação massiva de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados. Se o betão não contiver um adjuvante retardador de presa, de forma a manter a tixotropia da pasta durante várias horas, é improvável que o betão da zona de ligação entre camadas tenha uma resistência à tracção semelhante à do betão em massa.

Na presa e endurecimento do betão não existe uma transição repentina que permita definir com precisão um tempo limite para a colocação da camada superior. No entanto, os

resultados dos ensaios realizados sugerem que só se conseguirá uma ligação com resistência semelhante à do betão em massa se a camada superior for colocada algum tempo antes do início de presa e se o betão contiver uma dosagem de pasta suficiente para que ocorra a interpenetração entre camadas. Se estas condições não forem satisfeitas não será possível obter um betão homogéneo na zona de ligação entre camadas.

A variação da resistência da ligação entre camadas com o tempo decorrido entre o fabrico da camada inferior e a compactação da camada superior pode ser dividida em três fases.

Numa primeira fase, caso A da figura 6.1, em que o betão da camada inferior tem uma trabalhabilidade praticamente idêntica à que tinha logo após o fabrico, a compactação da camada superior provoca a interpenetração das duas camadas. Neste caso não existe nenhum plano de fraqueza na massa do betão e a superfície de rotura ou atravessa ou contorna os inertes. A resistência à tracção da ligação é igual à resistência do betão em massa.

Numa segunda fase, caso B da figura 6.1, à medida que a trabalhabilidade do betão diminui, mas antes da presa, a penetração dos inertes grossos na camada inferior torna-se cada vez menor, para a mesma energia de compactação. Neste caso a superfície de rotura atravessa menor número de inertes grossos que no caso anterior. A resistência da ligação vai diminuindo com o aumento da dificuldade dos inertes grossos penetrarem na camada inferior e a rotura tende a ocorrer principalmente na argamassa.

Numa terceira fase, caso C da mesma figura, quando o betão da camada está já endurecido não existe qualquer interpenetração das duas camadas e o betão exibe um plano mais fraco na zona de transição entre as duas camadas. A superfície da camada inferior encontra-se plana e totalmente coberta, por efeito de parede, por uma película de argamassa. A resistência da ligação é muito inferior à resistência do betão em massa porque a área da superfície de rotura é menor e não atravessa qualquer inerte grosso. Neste caso, para que a resistência à tracção do betão da zona de ligação seja semelhante à resistência do betão em massa, a argamassa superficial da camada inferior deverá ser removida, de forma a expor parcialmente os inertes grossos, e, antes da colocação da camada superior, deverá ser colocada uma argamassa de ligação rica.

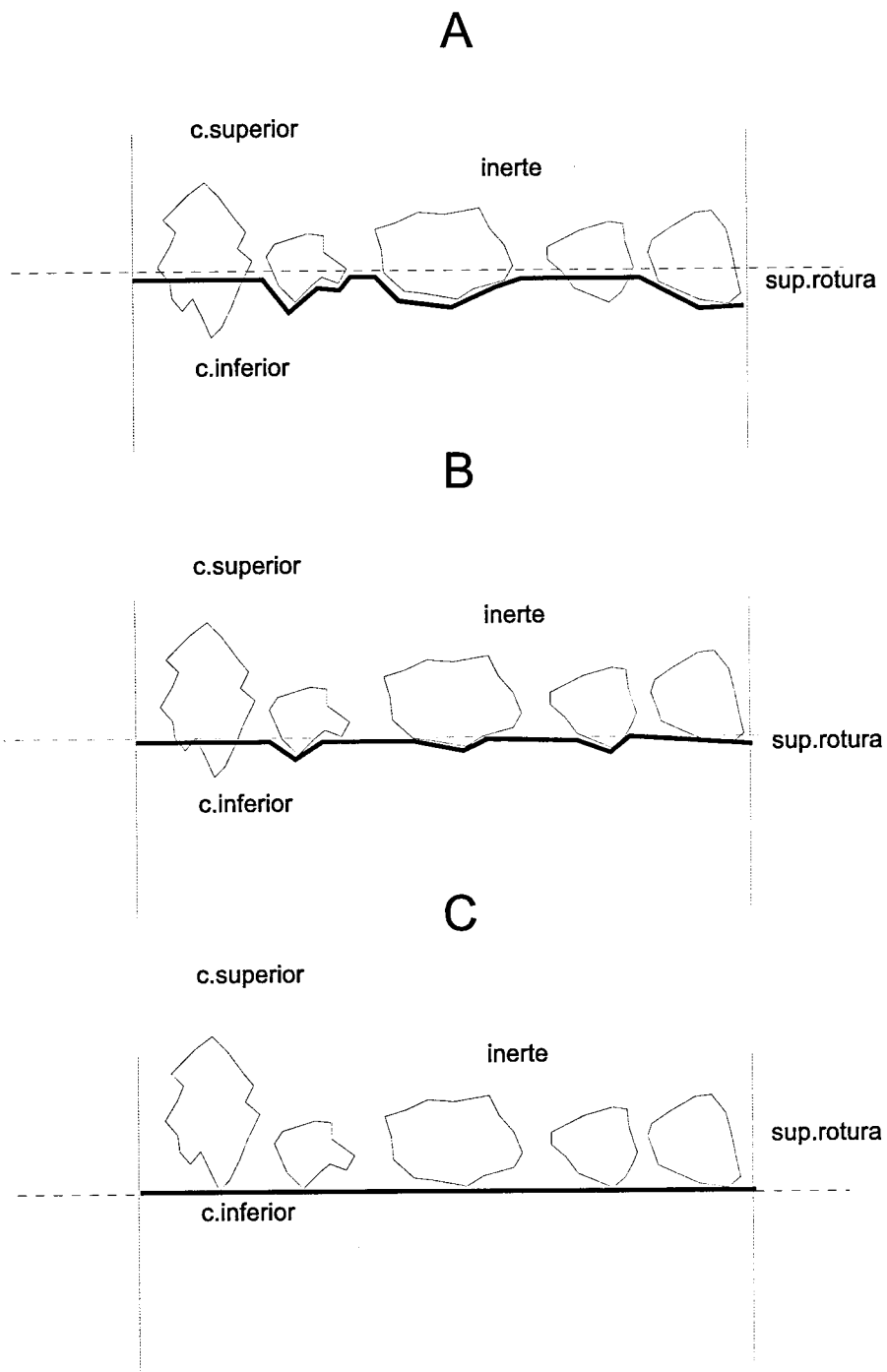


Figura 6.1 – Esquema da zona de ligação entre camadas. Caso A – betão da camada inferior no estado fresco, exibindo uma consistência semelhante à da camada superior; caso B – betão da camada inferior na fase inicial da presa ou endurecimento; caso C – betão da camada inferior endurecido.

Nas figuras 6.2 e 6.3 pode observar-se a superfície de rotura de dois provetes que mostram as situações A e C da figura 6.1. Na figura 6.2, que representa o caso A, a rotura não ocorreu na zona de ligação entre camadas o que mostra que o betão não exibia um plano de fraqueza. A superfície de rotura apresenta uma configuração irregular e contorna ou atravessa os inertes grossos. Na figura 6.3, que representa o caso C, a rotura ocorreu na zona de ligação. A

superfície de rotura apresenta-se plana e as partículas de inerte grosso encontram-se, em geral, sob uma película de pasta ou de argamassa.

A eficácia da colocação de uma argamassa na resistência da ligação depende de vários factores, nomeadamente a área de contacto entre a argamassa e o betão, a resistência da argamassa de ligação ou resistência do betão superficial da camada inferior. Quanto mais elevada for a área de contacto e maior a resistência da argamassa, melhor será a aderência. No entanto, se a zona superficial do betão da camada inferior for constituído por uma película de pasta ou de argamassa de má qualidade, a resistência da ligação será sempre fraca porque a rotura dar-se-á pela camada inferior.



Figura 6.2 – Provete cilíndrico de betão após a rotura por tracção simples. A ligação entre camadas ocorreu antes do início de presa do betão da camada inferior. A rotura por tracção não ocorreu na zona de ligação entre camadas. A superfície de rotura apresenta-se irregular e contorna ou atravessa os inertes grossos.

Se o betão da camada inferior já se encontrar na fase endurecida e apresentar uma superfície plana, a colocação de uma argamassa de ligação não impede que a rotura à tracção ocorra de forma idêntica à esquematizada no caso C da figura 6.1. No entanto, se a superfície se encontrar rugosa, com partículas de inerte salientes, e se a argamassa de ligação for de boa qualidade a rotura pode ocorrer como esquematizado no caso A da figura 6.1 e a resistência da ligação será semelhante à resistência do betão.



Figura 6.3 – Provete cilíndrico de betão após a rotura por tracção simples. A ligação entre camadas ocorreu após o início de presa do betão da camada inferior. A rotura por tracção ocorreu na zona de ligação entre camadas. A superfície de rotura apresenta-se plana e não atravessa nem contorna os inertes grossos.

Considerando ainda a figura 6.1, se, por um lado, com o aumento da trabalhabilidade do betão cresce a probabilidade de se obter uma boa ligação entre camadas, devido ao maior volume de pasta disponível para facilitar a interpenetração entre camadas, por outro, a uma consistência mais fluida está associada uma maior probabilidade de ocorrência de uma película de pasta na superfície após a compactação da camada inferior, que, quando a ligação entre camadas é efectuada após o início de presa, tende a fazer diminuir a resistência da ligação.

O fenómeno descrito pode ser interpretado com o auxílio da figura 6.4. Na parte inferior da figura está apresentado um exemplo de uma ligação entre camadas de um betão com uma trabalhabilidade menor, com uma dosagem de pasta mais reduzida. Neste caso não existe excesso de pasta no betão e a superfície da camada inferior apresenta-se rugosa e com partículas de inerte expostas. Ao colocar a argamassa de ligação esta superfície irregular permite uma aderência mais eficaz e a superfície de rotura apresenta uma área mais elevada do que na ligação de betões mais trabalháveis, apresentada na parte superior da figura. Neste caso, após a compactação da camada inferior forma-se uma película de pasta na superfície,

devido à maior fluidez do betão, e a resistência da ligação tende a ser menor devido à fraca qualidade da pasta que migra para essa zona e à menor área de contacto entre a argamassa e a camada inferior.

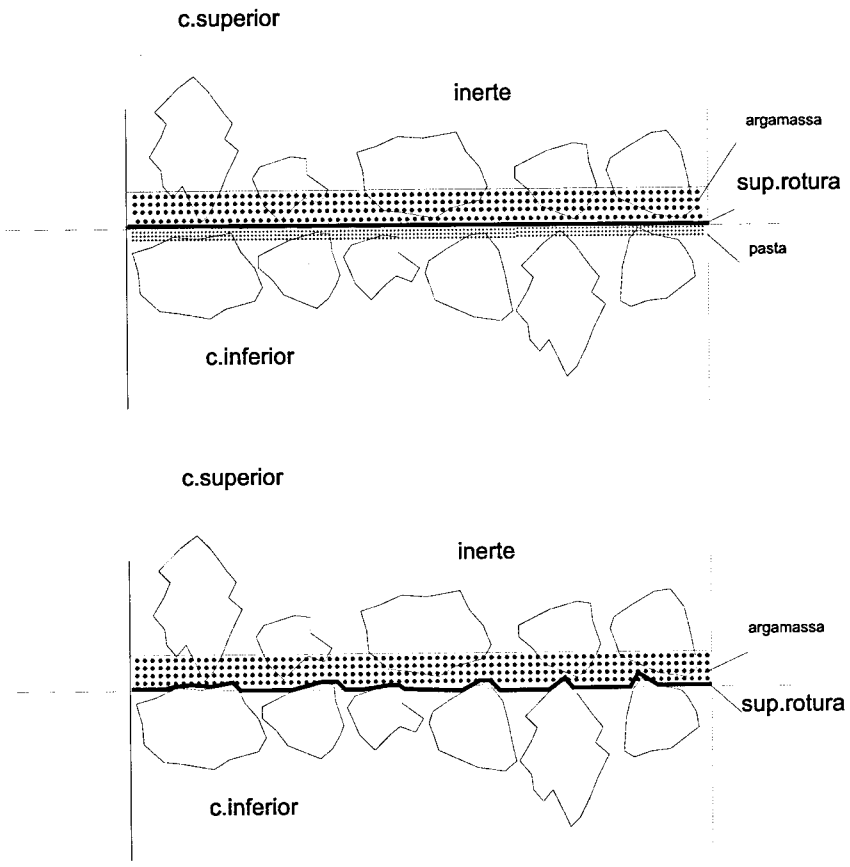


Figura 6.4 – Ligação entre camadas após o início de presa do betão da camada inferior, com interposição de uma argamassa de ligação: em baixo - betões mais secos; em cima - betões com maior trabalhabilidade.

De acordo com o exposto, o conceito de que o aumento da dosagem de pasta faz melhorar a resistência da ligação pode não ser correcto, particularmente se for considerado que nos projectos de barragens de BCC se especificam valores máximos de maturidade muito elevados e que, portanto, a ligação entre camadas ocorrerá, em muitos casos, em situações em que o betão da camada inferior já se encontra num estado de endurecimento que não permite a interpenetração entre camadas.

Os conceitos atrás expostos, que se baseiam nos resultados dos ensaios efectuados neste trabalho, diferem de outras teorias sobre a resistência da ligação entre camadas. A investigação desenvolvida por autores franceses e chineses [117, 301, 302, 303] procura identificar a altura em que se dá a formação massiva de silicatos hidratados no betão, ou a

altura em que o betão apresenta uma resistência à penetração elevada, por exemplo 50 MPa, defendendo que será esse o momento a partir do qual já não é possível obter uma boa ligação entre camadas. A abordagem apresentada neste trabalho considera que basta que o betão perca a trabalhabilidade necessária para existir interpenetração das camadas para que a resistência da ligação diminua. Por outro lado, é corrente associar betões com maior trabalhabilidade a melhores ligações entre camadas o que poderá não ser correcto quando a ligação se faz com o betão da camada inferior endurecido, como foi referido neste trabalho.

7 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 - CONCLUSÕES

Os elementos colhidos durante a consulta bibliográfica em conjunto com o trabalho experimental realizado e com as reflexões e a análise de resultados elaboradas conduziram às conclusões sobre o BCC que se apresentam de seguida.

i) Relativamente à composição e às características do betão de cada camada

O BCC, apesar de ser um betão que se diferencia dos demais pelos condicionalismos associados ao método de colocação, apresenta características semelhantes às do betão convencional quando a composição dos dois betões é similar. A variação das suas propriedades com a composição é também análoga à dos betões correntes. No entanto, a aplicação do BCC é efectuada com os equipamentos usados tradicionalmente com os solos, o que exige que o material exiba uma consistência muito seca. Por outro lado, como o betão é utilizado em obras de betão em massa com um número reduzido de juntas, a dosagem de cimento portland deve ser baixa para diminuir o calor de hidratação libertado. Torna-se assim necessário aumentar a dosagem de elementos finos para que o volume de pasta existente possibilite envolver as partículas dos inertes e preencher os espaços entre elas. Estes finos devem ser de preferência pozolanas porque ao reagirem permitem obter produtos semelhantes aos da hidratação do cimento, que contribuem para o aumento da resistência e da durabilidade do betão, normalmente pobre em cimento. Se forem usadas cinzas volantes, elas podem constituir cerca de 50% do ligante sem que se observe diminuição da resistência do betão a longo prazo, quando comparado com outro de composição e consistência similar mas fabricado só com cimento. Todavia, o uso de ligantes com uma elevada proporção de pozolanas faz alterar a evolução no tempo das características do betão, relativamente à usual em betões fabricados com ligantes constituídos só por cimento portland.

A utilização de adjuvantes na composição, nomeadamente retardadores de presa ou redutores de água, é normalmente útil para melhorar as características do betão, apesar da eficácia

poder ser inferior à que se observa em betões convencionais devido à consistência seca e ao maior número de partículas finas não cimentícias no BCC.

A forma e a rugosidade dos inertes tem influência nas características do betão, particularmente quando este se encontra no estado fresco. O uso de partículas alongadas e angulosas, além de aumentar a dosagem de água necessária para obter a mesma consistência, dificulta a distribuição da pasta na massa e propicia a ocorrência de vazios no betão. Estes vazios são defeitos na estrutura que diminuem a resistência e a durabilidade.

A granulometria dos inertes segue, em geral, uma curva de referência. A principal diferença nas curvas granulométricas de referência utilizadas no BCC consiste na diferente dosagem e granulometria da areia. A uma maior dosagem de areia corresponde normalmente uma melhor trabalhabilidade da mistura devido à diminuição dos contactos entre partículas de inerte grosso. Porém, regra geral esse aumento tem como consequência a redução da resistência do betão. Deve ser assim utilizada uma granulometria que, por um lado, confira à mistura uma trabalhabilidade suficiente para evitar a segregação e a ocorrência de vazios, e, por outro, não torne necessário uma alteração da dosagem ou da qualidade do cimento para atingir as exigências de resistência e durabilidade especificadas.

Como o método utilizado para consolidar o betão, por vibração e compressão externa, transmite uma energia de compactação elevada, é possível que misturas secas, logo com reduzida dosagem de água, possam ser consolidadas de forma a obter resistências elevadas com dosagens de ligante reduzidas. No entanto, a eliminação de vazios na massa do betão é sempre difícil em betões com pouca pasta, particularmente nos betões muito secos, o que aumenta a probabilidade de ocorrerem bolhas de ar de dimensão apreciável na massa, que podem alterar significativamente as características do betão.

No trabalho experimental realizado são apresentadas as características potenciais do BCC, fabricado com dosagens de ligante entre 90 kg/m^3 e 190 kg/m^3, onde se pode observar a influência da composição na qualidade do betão. Os resultados obtidos mostram que não existem diferenças substanciais relativamente aos valores normalmente encontrados no betão convencional, apesar de, face à diferente composição, as características do betão exibirem aspectos peculiares que foram sendo evidenciados ao longo do texto.

ii) Relativamente à união entre camadas

Quando a obra de BCC é constituída por um conjunto de camadas de betão sobrepostas, como é o caso das barragens, as características do bloco de betão dependem das características do betão na zona de ligação entre camadas. As propriedades do betão dessa zona dependem da consistência e do estado de endurecimento do betão da camada inferior, no caso da ligação ocorrer no estado fresco, ou da constituição (leitada, argamassa ou betão com inerte grosso à vista) e da rugosidade do betão superficial da camada inferior, se este betão estiver já no estado endurecido. A ligação entre camadas pode ser divida em três fases, em função do endurecimento da camada inferior.

Numa primeira fase, quando o betão da camada inferior tem uma trabalhabilidade praticamente idêntica à que tinha logo após o fabrico, a compactação da camada superior provoca a interpenetração das duas camadas. Neste caso não existe nenhum plano de fraqueza na massa do betão e a superfície de rotura atravessa ou contorna os inertes. A resistência à tracção da ligação é igual à resistência do betão em massa.

Numa segunda fase, à medida que a trabalhabilidade do betão diminui, mas antes da presa, a penetração dos inertes grossos na camada inferior torna-se cada vez menor, para a mesma energia de compactação. Neste caso a superfície de rotura atravessa menor número de inertes grossos que no anterior. A resistência da ligação vai diminuindo com o aumento da dificuldade dos inertes grossos penetrarem na camada inferior e a rotura tende a ocorrer principalmente na argamassa.

Numa terceira fase, quando o betão da camada inferior está já endurecido, não existe qualquer interpenetração das duas camadas e o betão exibe um plano mais fraco na zona de transição entre as duas camadas. A superfície da camada inferior encontra-se plana e totalmente coberta, por efeito de parede, por uma película de pasta ou argamassa. A resistência da ligação é muito inferior à resistência do betão em massa porque a área da superfície de rotura é menor e não atravessa qualquer inerte grosso.

As características do betão da zona de ligação só serão semelhantes às do betão interior se a união entre as camadas ocorrer durante o período em que a consistência do betão da camada inferior permite que exista interpenetração das duas camadas (o que em obra raramente

acontece se não forem utilizados adjuvantes retardadores de presa) ou quando se faz um tratamento adequado da superfície de ligação, por eliminação da argamassa superficial da camada inferior, deixando os inertes grossos salientes, e por colocação de uma argamassa de ligação mais rica que a argamassa do betão. Considerando os valores de maturidade normalmente especificados nos projectos de barragens de BCC e os resultados obtidos neste trabalho, a resistência da ligação pode, em muitos casos, ser cerca de metade da resistência do betão em massa.

iii) Relativamente a recomendações para projectos de barragens

Os projectos das barragens de BCC não consideram, em geral, a ocorrência de uma heterogeneidade do betão na zona de ligação entre camadas. No entanto, o betão da zona de ligação exibe quase sempre características distintas do betão da zona interior. Esta variação nas propriedades do betão só não ocorre se a camada superior for colocada durante a fase em que o betão da camada inferior não perdeu ainda trabalhabilidade. Se o betão da camada superior for colocado após o início de presa do betão da camada inferior, a resistência da ligação é, com grande probabilidade, muito inferior à do betão em massa, a não ser que se faça na ligação um tratamento de junta fria. Desta forma, os projectos de barragens, particularmente em obras de grande altura em que o nível de tensões é mais elevado, devem especificar pormenorizadamente os aspectos relacionados com a ligação entre camadas. Nesta perspectiva apresentam-se algumas considerações que poderão ser tidas em conta no projecto:

- a utilização de uma argamassa de ligação rica aumenta a resistência da ligação, principalmente se a superfície da camada inferior for tratada de forma a eliminar a argamassa superficial e a deixar salientes os inertes grossos;
- a utilização de um retardador de presa na composição do betão aumenta o tempo em que é possível obter a interpenetração das camadas e assim uma resistência mais elevada;
- a cura húmida contínua da superfície da camada inferior é fundamental para evitar o endurecimento prematuro do betão;
- se o tempo que decorre entre a colocação de camadas consecutivas for superior ao tempo de início de presa então não é suficiente a especificação de um betão com elevada dosagem de pasta para assegurar uma boa qualidade da ligação, devendo optar-se por uma das duas hipóteses seguintes: i) dimensionar a barragem considerando que a resistência da

junta é residual, não superior a 50% da resistência do betão; ii) fazer o tratamento de junta fria nas áreas em que se pretende assegurar que a resistência da ligação seja semelhante à resistência do betão em massa.

7.2 – DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O maior problema da construção de barragens de BCC, no que se refere à qualidade do betão, reside na união entre camadas. O betão da zona de ligação pode exibir uma fraca resistência à tracção e ao corte e uma permeabilidade elevada. A qualidade do betão dessa zona depende principalmente da trabalhabilidade e do estado de endurecimento do betão da camada inferior na altura da colocação da camada superior. Existe ainda controvérsia sobre qual o estágio de endurecimento limite acima do qual não é possível assegurar que o betão da zona de ligação tenha uma qualidade aceitável. Nesta perspectiva são necessários estudos que permitam desenvolver ensaios para caracterizar com maior precisão a evolução da trabalhabilidade e do estado de endurecimento do betão da camada inferior, de forma a ser possível identificar em obra as fases de transição na relação entre o tempo e a resistência da ligação.

A elevação de temperatura no betão depende da dosagem de ligante que, por sua vez, depende do volume de pasta necessário para preencher o espaço entre as partículas de inerte. Assim, quanto maior o volume ocupado pelo inerte menor o volume de pasta e menor a elevação de temperatura do betão. O espaço ocupado pelos inertes num metro cúbico de betão depende da granulometria e da forma das partículas. A maximização desse espaço é normalmente efectuada recorrendo à utilização de curvas granulométricas empíricas e definindo valores mínimos para o índice volumétrico. Poderá ser possível, no entanto, tornar maior o espaço relativo ocupado pelos inertes através de uma formulação não empírica que envolva conjuntamente a granulometria e a forma das partículas, que estabeleça uma relação entre o volume de pasta e as características geométricas das partículas.

Porém, a elevação da temperatura do betão depende principalmente do tipo de ligante utilizado. O desenvolvimento de ligantes com reduzido calor de hidratação e que exibam resistências razoáveis, com dosagens de cimento reduzidas e elevadas dosagens de pozolanas ou outras adições de boa qualidade, contribuiria para o melhor comportamento do BCC.

Os estudos efectuados neste trabalho restringiram-se à utilização de ligantes constituídos por cimentos correntes, em geral com resistência inferior a 45 MPa aos 28 dias, e cinzas volantes de duas centrais térmicas nacionais. Não foram utilizados cimentos de alta resistência nem sílica de fumo. A utilização destes dois constituintes no BCC em conjunto com adjuvantes superplastificantes, particularmente os baseados em polímeros acrílicos que têm um potente efeito redutor de água, pode permitir produzir betões com resistências muito superiores a 100 MPa, aumentando o número de aplicações possíveis deste material.

Neste estudo não foram efectuados estudos específicos sobre a durabilidade do BCC, nem foram realizados ensaios sobre outras características do betão, como por exemplo algumas propriedades térmicas ou a deformabilidade em tracção. O desenvolvimento de estudos específicos sobre a durabilidade do BCC pode permitir estabelecer limites para a composição ou para a resistência do betão diferentes dos especificados para o betão convencional. Por outro lado, nas propriedades caracterizadas, o número de betões estudados também foi, nalguns casos restrito, sendo necessário uma caracterização mais abrangente, como por exemplo sobre a deformação de retracção e fluência.

Finalmente, a apresentação das características do BCC deveria ser complementada com a apresentação dos resultados de betões aplicados numa obra. Isto não foi porém possível, ficando assim eventualmente para trabalhos futuros esta análise. Neste campo, a correlação entre os resultados laboratoriais e os resultados obtidos em obra, nomeadamente no que se refere à heterogeneidade entre as características do betão quando ensaiado paralelamente ou perpendicularmente à direcção da compactação, bem como a instrumentação do betão em obra, são matérias importantes a desenvolver.

BIBLIOGRAFIA

[1] Instituto Español del Cemento y sus Aplicationes (IECA) – "Spanish RCC Dams 1996". Madrid, Espanha, Ed. IECA-CNEGP, 1996, 56 p..

[2] Quaresma, L.; Pinelo, A.; Prates, M.; Cardoso, M. – "Via Longitudinal do Algarve – Lanço Loulé 2/ Faro, Dimensionamento do Pavimento Semi-rígido. Relatório JAE/LNEC". Lisboa, Ed. LNEC, Outubro de 1990, 8 p..

[3] Quaresma, L.; Pinelo, A.; Prates, M.; Cardoso, M. – "IP5 – Lanço Celorico da Beira/Guarda – Controlo de Qualidade de Execução da Camada de Betão Pobre. Relatório JAE/LNEC". Lisboa, Ed. LNEC, Outubro de 1990, 30 p..

[4] Quaresma, L.; Pinelo, A.; Prates, M.; Cardoso, M. – "IP3 – Variante à E.N.2, em Fail - Controlo de Qualidade de Execução da Camada de Betão Pobre. Relatório JAE/LNEC". Lisboa, Ed. LNEC, Outubro de 1990, 21 p..

[5] Quaresma, L.; Prates, M.; Pinelo, A. – "IP5 — Lanço Celorico da Beira/Guarda Secção Piloto em Pavimento Semi-rígido – Concepão, Preparação e Execução. Relatório JAE/LNEC". Lisboa, Ed. LNEC, Abril de 1990, 51 p..

[6] Fernandes, J. S.; Molico, A.A. – "O Projecto da Barragem de Veiguinhas em BCC". 1as Conferências Portuguesas sobre Barragens de Betão Compactado com Cilindros (BCC), Lisboa 11 e 12 de Novembro de 1996, Ed. LNEC, 1996, 22 p..

[7] Schrader E. – "RCC - Construction". 1as Conferências Portuguesas sobre Barragens de Betão Compactado com Cilindros (BCC), Lisboa 11 e 12 de Novembro de 1996, Ed. LNEC, 1996, 33 p..

[8] Dunstan, M.R.H. – "Design and Construction Considerations for Roller-Compacted Concrete Dams". 16° Congrès des Grands Barrages, San Francisco 1988, Q.62, R.25, USA, Ed. CIGB, 1988, p. 453-467.

[9] Richardson, A.T. – "Performance of Upper Stillwater Dam". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 148-161.

[10] Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo de La Universidad de Cantabria – "Presas de Hormigón Compactado con Rodillo". Santander, Espanha, 533 p..

[11] Diez-Cascón, J. – "RCC Dams – Progress Report". Dams Safety, Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, 17-19 June 1998, Barcelona, Spain, vol. 2, Ed. L. Berga, 1998, p. 1561-1566.

[12] Raphael, J.M. – "The Optimum Gravity Dam". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 5-19.

[13] Ribeiro, A.B.; Santana, T. – "Estudos de Composição em Laboratório de Betão Compactado com Cilindros". Relatório 11/94 – NAB, Lisboa, Ed. LNEC, Janeiro de 1994, 45 p..

[14] – Dunstan, M. – "The State-of-the-Art of RCC Dams". 1as Conferências Portuguesas sobre Barragens de Betão Compactado com Cilindros (BCC), Lisboa 11 e 12 de Novembro de 1996, Ed. LNEC, 1996, 17 p..

[15] Wittmann, F. – "The Versatility of Concrete". Appropriate Concrete Technology, Proccedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, U.K., 24-26 June 1996, Ed. Ravindra K. Dhir e Michael J. McCarthy, E&FN Spon, p. 149-160.

[16] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 1-7.

[17] Cheyrezy, M.; Maret, V.; Frouin, L. – "Microstructural Analysis of RPC (Reactive Powder Concrete)". Cement and Concrete Research, USA, vol. 25, nº 7, August 1995, p. 1491-1500.

[18] Richard, P.; Cheyrezy, M. – "Composition of Reactive Powder Concretes". Cement and Concrete Research, USA, vol. 25, nº 7, August 1995, p. 1501-1511.

[19] Dugat, J.; Roux, N.; Bernier, G. – "Mechanical Properties of Reactive Powder Concretes". Materials and Structures/Matériaux et Constructions, RILEM, vol. 29, May 1996, p. 233-240.

[20] Bentur, A.; Mindess, S. – "Fibre Reinforced Cementitious Composites". London, England, Ed. Elsevier Applied Science, 1990, p. 1-11.

[21] Collepardi, S.; Coppola, L.; Troli, R.; Collepardi, M. – "Mechanical Properties of Modified Reactive Powder Concrete". ACI SP-173-1, Proceedings of Fifth CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Rome, 7-10 October 1997, Italy, Ed. V.M. Malhotra, 1997, p. 1-21.

[22] Coppola L.; Troli, R.; Borsoi, A.; Zaffaroni, P.; Collepardi, M. – "Influence of Superplasticizer Type on the Compressive Strength of Reactive Powder Mortars". ACI SP-173-1, Proceedings of Fifth CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Rome, 7-10 October 1997, Italy, Ed. V.M. Malhotra, 1997, p. 537-557.

[23] Lacombe, P.; Beaupré, D.; Pouliot, N. – "Rheology and Bonding Characteristics of Self-Levelling Concrete as a Repais Material". Supplementary papers of Fifth CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Rome, 7-10 October 1997, Italy, Ed. V.M. Malhotra, 1997, p. 163-184.

[24] ACI Committee 548 – "Guide for the Use of Polymers in Concrete". ACI 548.1R-97, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 5 – Masonry, Precast Concrete, Special Processes, USA, Ed. ACI, 1998, 29 p.

[25] Anderson, R. "Swedish Experiences with RCC". Concrete International, USA, vol. 9, nº 2, February 1987, p. 18-24.

[26] Robbroeck, T.V. – "Closing of the Symposium". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1215-1218.

[27] Diez-Cascón, J. – "General Report – Materials". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1219-1243.

[28] Peng, J.; Zhao, G.; Zhu, Y. – "Studies of Multiaxial Shear Strengths for Roller-Compacted Concrete". ACI Structural Journal, USA, vol. 94, nº 2, March-April 1997, p. 114-123.

[29] Kollgaard, E.B. – "Conference Dedication to Jerome M. Raphael". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 1-4.

[30] Cannon, R. W. – "Air-entrained Roller Compacted Concrete – Tennessee Valley Authority's First Use of Air-entrained RCC". Concrete International, USA, vol. 15, nº 5, May 1993, p. 49-54.

[31] Johnson, H.A.; Chao, P.C. – "Rollcrete Usage at Tarbela Dam". Concrete International, USA, vol. 1, nº 11, November 1979, p. 20-33.

[32] Schrader, E.; Stefanakos, J. – "Roller Compacted Concrete Cavitation & Erosion Resistance". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1175-1188.

[33] Yamazumi, A. – "An Overview of the Japanese RCD Construction Method – From the Viewpoint of the Plane Construction Method". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1351-1381.

[34] Dunstan, M.R.H. – " RCC Dams (> 15m) – Compiled by M.R.H. Dunstan". England, U.K., Ed. Water Power & Dam Construction, 1995,

[35] Dunstan, M. – " General Report - Planning and Design". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1245-1262.

[36] Hansen, K.D. – "Roller-Compacted Concrete Dams in the USA: 1995". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1303-1322.

[37] Kuperman, S.C. – "Brasilian Roller Compacted Concrete Dams – Past, Present and Future". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1323-1349.

[38] Franco, M.A. – "Compacted Concrete Dams in Spain – Evolution and Constructive Details". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1383-1405.

[39] Forbes, B.A. – "Australian RCC Practice: Nine Dams Each Different". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1407-1435.

[40] Chonggang, S. – "New Technical Progress of RCC Dams Construction in China". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1437-1458.

[41] Geringer, J.J. – "The Design and Construction of RCC Dams in Southern Africa". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1459-1495.

[42] Moler, W.A.; Jackson – "How High RCC?". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 691-704.

[43] Hansen, K.D. – "RCC for Rehabilitation of Dams in the USA – An Overview". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 22-46.

[44] Hansen, K.D.; France, J.W. – "RCC: A Dam Rehab Solution Unearthed" – Civil Engineering, ASCE, vol. 56, nº 9, September 1986, p. 60-63.

[45] Nanni, A.; Joari, A. – "RCC Pavement Reinforced With Steel Fibers". Concrete International, USA, vol. 11, nº 3, March 1989, p. 64-69.

[46] American Society of Civil Engineers (ASCE) – "Technical Engineering and Design Guides As Adapted From the US Army Corps of Engineers, nº 5". USA, Ed. ASCE, 1994, 78 p..

[47] Kamel, K.F.S.; Babá, L.J.N.; Blinder, S.; Rauen, J. – "Selection Studies for Salto Caxias RCC Dam". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 353-365.

[48] Blinder, S.; Toniatti, N.B.; Krempel, A.F. – "RCC and CFR Dams – Cost Comparison". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 339-351.

[49] Varatorn, O.; Sterenberg, J. – "The Roller Compacted Concrete – Alternative At Mae Suai Dam (Thailand)". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 653-666.

[50] Blinder, S.; Toniatti, N.B.; Krempel, A.F. – "CCR x EFC – Comparativo de Custo". 1º Simposium de Obras em Concreto Compactado com Rolo, São Paulo 25 e 26 de Abril de 1995, Brasil, Ed. Instituto de Engenharia, 1995, p. 327-338.

[51] Carvalho, L.H.; Quin, J.T.; Rezende, S.P. – "Projeto do Maciço da Barragem Saco de Nova Olinda – PB". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. II, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 573-594.

[52] Schrader, E. K. – "Willow Creek Dam – World's first all-rollcrete dam". Civil Engineering, ASCE, vol. 52, nº 4, April 1982, p. 45-48.

[53] Hollingworth, F.; Geringer, J.J. – "Roller Compacted Concrete Arch/Gravity Dams – South African Experience". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 99-116.

[54] Mendaña, F. – "Spanish Experience of RCC Dams: Construction Aspects". International Hydropower & Dams, September 1995, p. 66-70.

[55] Tavares, M.; Schmidt, M.T.; Resende, F.D.; Fontoura, P.A.F; Andriolo, F.R. – "Capanda – Angola – Hydroelectric Development Quality Control of Materials and Convencional and Roller Compacted Concrete". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 791-813.

[56] Benson, S.A.; Verigin, W.M.; Caney, M.J. – "Cedar Falls Roller Compacted Concrete Dam". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 39-50.

[57] Snider, H.S.; Schrader, E.K. – "Monksville Dam: Design Evolution and Construction". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 220-235.

[58] Urlich, C.M.; Deatherage, D.; Rahe, J.H.; Dunne, R.E – " Design and Construction of Lower Chase Creek Dam". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 236-250.

[59] Hopman, D.R.; Chambers, D.R. – "Construction of Elk Creek Dam". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 251-266.

[60] McTavish, R.F. – "Construction of Upper Stillwater Dam". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 267-276.

[61] Dolen, T.P.; Richardson, A.T.; White, W.R. – "Quality Control/Inspection – Upper Stillwater Dam". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 277-293.

[62] ACI Committee 207 – "Roller Compacted Mass Concrete". ACI 207.5R-89, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, USA, Ed. ACI, 1998, 46 p.

[63] Arnold; T.E.; Johnson, D.L. – "RCC Dams Design Concepts Versus Construction Conditions for Stagecoach Dam". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 291-307.

[64] Oury, R.; Schrader, E. – " Mixing and Delivery of Roller Compacted Concrete". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 242-257.

[65] Larson, J.L. – "Roller Compacted Concrete: Projects and Equipment – Design Practices at the Port of Tacoma". Concrete International, USA, vol. 9, nº 2, February 1987, p. 62-67.

[66] Quin, J.T.; Rezende, S.P.; Schrader, E.K. – "Saco Dam – South America's First RCC Dam". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 340-356.

[67] Schrader, E. – "General Report – Construction". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. three, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1263-1295.

[68] Santana, M.T.T.G.S. – "Barragens de Betão Compactado com Cilindros" – Dissertação apresentada para a obtenção do grau de doutor em geotécnia-mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996, p. 154-156.

[69] Buchas, J.; Buchas, F. – "Construction of Urugua-I RCC Dam". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 258-271.

[70] Hopman, D.R. – "Lessons Learned From Elk Creek Dam". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 162-180.

[71] Forbes, B.A.; Croquevielle, D.; Zabaleta, H. – "Design and Proposed Construction Techniques for Pangue Dam". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 47-62.

[72] Andía, J.A.M.; Santos, F.O. – "Construcción de la Presa Pangue com Hormigón Compactado com Rodillo". Revista de Obras Públicas, nº 3.353, Abril de 1996, pág. 25-35.

[73] Withrow, H. – "Compaction Parameters of Roller Compacted Concrete". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 123-135.

[74] Kurita, M.; Aoyagi, Y.; Endo, T.; Okumura, T. – "Compaction Characteristics of Roller Compacted Concrete". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 136-150.

[75] Santana, M.T.T.G.S. – "Barragens de Betão Compactado com Cilindros" – Dissertação apresentada para a obtenção do grau de doutor em geotécnia-mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996, p. 26-30.

[76] Withrow, H. – "Compaction Parameters of Roller Compacted Concrete". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen, 1988, p. 123-135.

[77] Muñoz, A.M.; Valdes, F.S.O; Martin, V.M. – "Constructión de la Presa Boquerón en Hormigón Compactado con Rodillo". Cemento-Hormigón, España, nº 761, Agosto 1996, p. 905-920.

[78] Wark, R. J.; Dart, W.T.; Mann, G.B.; Gillon, B.R. – "The Construction of New Victoria Dam, Australia". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 63-82

[79] Hang, M.Z.; Heming, C.; Kollgaard, E.B. – "The Design and Construction of Shuikou Project RCC Diversion Wall". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 117-131.

[80] Kokubu, K.; Cabrera, J.G.; Veno, A. – "Compaction Properties of Roller Compacted Concrete". Cement & Concrete Composites, Elsevier Science Limites, Great Britain, 18, 1996, p. 109-117.

[81] Krempel, A.F.; Andriolo, F.R. – "Barragens em CCR – Especificações Técnicas: Pontos de Interesse, Conflito e Discussões". II Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo, COPEL, Brasil, Ed. COPEL, Companhia Paranaense de Energia, 1996, p. 9-17.

[82] Giovagnoli, M.; Ercoli, F.; Schrader, E. – " Concepcion Dam Design & Construction – Problems and Teir Solutions". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 198-213.

[83] Hansen, K.D.; Reinhardt, W.G. – "Roller Compacted Concrete Dams". New York, USA, Ed. McGraw-Hill Inc., 1991.

[84] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 290-291.

[85] Tatro, S.; Hinds, J.K. – "Roller Compacted Concrete Mix Design". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 323-340.

[86] Casias, T.J.; Goldsmith, V.D.; Benavidez, A.A. - "Soil Laboratory Compaction Techniques Applied to Roller-Compacted Concrete", REC-ERC-89-3, USA, Ed. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1989, 95 p..

[87] U.S. Army Corps of Engineers – "Roller Compacted Concrete Engineer Manual". E.M 1110-2-2006, USA, d. Department of the Army Corps of Engineers, Washington D.C., 1985, 39 p..

[88] CIGB – "Roller Compacted Concrete for Gravity Dams – State of Art". Bulletin 75, Paris, Ed. CIGB, 1989.

[89] Dunstan, M.R.H. – "A Review of Design Criteria for High RCC Dams". ". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 132-147.

[90] Gaekel L.; Schrader, E. – "RCC Mixes and Properties Using Poor Quality Materials – Concepcion Dam". ". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 358-373.

[91] Haque, M.N.; Ward, M.A. - "Marginal Materials in Roller Compacted Concrete for Pavement Construction". ACI Journal, USA,July-August 1986, p. 674-679.

[92] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 17-21.

[93] Tangtersirikul, S. – " Development of Roller-Compacted Concrete for Pavement Using Class C Fly Ash". Proceedings of 4th International Conference on Inspection, Appraisal, Repairs & Maintenance of Buildings & Structures, 28-30 March, 1995, Hong Kong, 1995, p. 251-254.

[94] Hinds, J.K. – "Roller Compacted Concrete Mixture Design for Mass and Structural Applications". 1as Conferências Portuguesas sobre Barragens de Betão Compactado com Cilindros (BCC), Lisboa 11 e 12 de Novembro de 1996, Ed. LNEC, 1996, 18 p..

[95] Diez-Cascón, J.; Madrazo, J.ªP – "Concepto y Dosificación de Hormigones RCC". 1as Conferências Portuguesas sobre Barragens de Betão Compactado com Cilindros (BCC), Lisboa 11 e 12 de Novembro de 1996, Ed. LNEC, 1996, 28 p..

[96] Ribeiro, A.B. – "Estudos de Composição e Caracterização de Betão Compactado com Cilindros (BCC)". ". Relatório 57/97 – NAB, Lisboa, Ed. LNEC, Março de 1997, 113 p..

[97] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 26.

[98] Wong, N. C.; Bischoff, J. A.; Johnson, D. H. – "Strengthening and Raising Gibraltar Dam with RCC". Roller Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, USA, Ed. Kenneth D. Hansen, 1988, pp. 92 - 106.

[99] U. S. Department of Interior, Bureau of Reclamation – "Guidelines for Designing and Constructing Roller-Compacted Dams". ACER Technical Memorandum nº 8, Denver, Colorado, USA, Ed. USBR, 1987.

[100] Andriolo, F.R. – "Contribuições para o Conhecimento e Desenvolvimento do Concreto Rolado". Brasil, Ed. Barber Green, 1989, 303 p..

[101] Carmo, J.B.M.; Santos, M.C.; Traboulsi, M.A.; Andrade, M.A.S. – "Influência do Envelhecimento do Agregado Pulverizado na Resistência do Concreto Compactado com Rolo e da Argamassa". II Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo, COPEL, Brasil, Ed. COPEL, Companhia Paranaense de Energia, 1996, p. 171-177.

[102] Oliveira, P.J.; Salles, F.M.; Andriolo, F.R. – "Crushed Powder Filler. The Use on RCC and the Reduction of Expansion Due to the Alkali-Aggregate Reaction". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 65-73.

[103] Krempel, A.F.; Andriolo, F.R. – "The Use of Basaltic Crushed Powder Filler in the RCC". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 51-64.

[104] Netto, F.F.; Betioli, I.; Carrera, J.D.D.; Rosario, L.C.; Braga, J.A.; De Sa, S.N.; Misael, S.A.; Andriolo, F.R. – " A Contribution to the Development of RCC in Brazil". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 775-789.

[105] Braga, J.A.; Rosário, L.C.; Duarte, J.D.C.; Lacerda, S.S. – " Utilização de Finos – Sub-produto de Britagem nos Concretos Rolado e Convencional". ". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. I, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 385-401.

[106] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol II, Lisboa, Ed. LNEC, 1988, 219 p..

[107] ACI Committee 207 – "Mass Concrete". ACI 207.1R-96, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, USA, Ed. ACI, 1998, 44 p.

[108] Krempel, A.F.; Andriolo, F.R. – "High Paste Content and Low Cement Content Mixes, Finely Crushed Rock, Specific Gravity, Compacting Ratio, Low Cost....Discussions and Values Obtained". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 27-41.

[109] Oliveira, P.J.; Salles, F.M.; Andriolo, F.R. – "Studies of Various Types of RCC Mix Designs – Laboratory Test Results". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 87-101.

[110] Santos, F.O. – "Hormigón Compactado con Rodillo". Revista de Obras Públicas, Outubro de 1988, p. 959-975.

[111] Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo de la Universidad de Cantabria – "Diseño y Caracterizacion de Hormigones Compactados con Rodillo. Aplicacion a Presas de Fabrica". Santander, Espanha, Ed. Universidad de Cantabria, 343 p..

[112] Equipe de Furnas, Laboratório de Concreto – "Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo – ensaios e propriedades". Brasil, Ed. Walton Pacelli de Andrade, Pini, São Paulo, 1997, p. 4.66-4.74.

[113] Dreux, G. – "Connaissance du Béton". Paris, France, Societé de Difusion des Techniques du Batiment et des Travaux Publics, 1964, 145 p..

[114] Reves, G.N.; Yates Jr., L.B. – "Simplified Design and Construction Control for Roller Compactes Concrete". Roller Compacted Concrete, Proceedings of the Symposium ASCE, Denver, Colorado, USA, 1985, p. 48-61.

[115] Santana, M.T.T.G.S. – "Barragens de Betão Compactado com Cilindros" – Dissertação apresentada para a obtenção do grau de doutor em geotécnia-mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996, p. 123-126.

[116] Guiraud, P. – "BARLAC: A Hydraulic Binder Adapted to Roller Compacted Concrete". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 151-162.

[117] Khanh, M. H.T.; Delorme, F.; Valon, R. – "RCC Laboratory Tests: Experience Acquired in the Past Ten Years and New Developments". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 163-177.

[118] Pigeon, M.; Boisvert, L.; Marchand, j. – "Air Entrainment and Freezing and Thawing Resistance of Roller Compacted Concrete Made of a Low Heat of Hydratation Binder". Fourth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Sydney, Australia, 1997, Supplementary Papers, 1997, p. 377-389.

[119] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 22.

[120] Gupta, P.N.; Le Moigne, G. – "Development in Roller Compacted Concrete (RCC) Dams. Some Relevant Questions and other Items for General Acceptability". Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, November 6-9, 1991, Beijing, China, Chinese Society of Hydroelectric Engineering, 1991, p. 14-21.

[121] Echeverria, G:H.; Galarza, S.L.; Janin, M.T.V. – "Diseño de Cementos tipo V para su Aplicación en Presas". Cemento-Hormigón, España, nº 761, Agosto 1996, p. 944-955.

[122] Schrader, E. – "Seepage, Permeability, Uplift, and Upstream Facing for Roller Compacted Concrete (RCC) Dams". Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Supplementary Papers, June 11-14 1995, Las Vegas, Nevada, USA, 1995, p. 27-43.

[123] Wang, S. – "Kengkou Roller Compacted Concrete Dam". XVI Congrès des Grands Barrages, S. Francisco, Vol. III, Q. 62, R. 39, 1988, p. 689 - 696.

[124] Working Group of the Universidad de Cantabria – "Comments on Roller Compacted Concrete". XVI Congrès des Grands Barrages, S. Francisco, Vol. III, Q. 62, R. 42, CIGB, 1988, p. 739-748.

[125] Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo de la Universidad de Cantabria – "Estudios sobre Presas de Hormigón Compactado con Rodillo". Santander, Espanha, Ed. Universidad de Cantabria, p. 123-163.

[126] Berry, E.E.; Hemmings, R.T.; Zhang, M.; Cornelius, B.J.; Golden, D.M. – "Hydration in High-Volume Fly Ash Concrete Binders". ACI Materials Journal, USA, vol. 91, nº4, July-August 1994, p. 382-389.

[127] RILEM Technical Committee 67-FAB, Use of Fly Ash in Building - "Fly Ash in Concrete – Properties and Performance". RILEM report 7, Great Britain, Ed. K. Wesche, E&FN Spon, 1991, p.24-31.

[128] Malhotra, V.M.; Ramezanianpour, A.A. – "Fly Ash in Concrete". Second Edition, Ottawa, Ontario, Canada, Ed. CANMET, September 1994, 307 p..

[129] ACI Committee 232 – "Use of Fly Ash in Concrete". ACI 232.2R-96, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, USA, Ed. ACI, 1998, 34 p.

[130] Vale, J.P.C. – "Caracterização das Cinzas Volantes da Central Térmica da Tapada do Outeiro para Utilização em Camadas de Pavimentos". 3 relatórios (23/90 ; 206/90; 207/90) NPR, Lisboa, LNEC, 1990, 46 p..

[131] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol. I, Lisboa, LNEC, 1988, p. 249-253.

[132] Bijen, J. – "Blast Furnace Slag Cement", Hutogenbosch, The Netherlands, Association of the Netherlands Cement Industry, 1996, 62p..

[133] Barros, P.A.; Andrade, W.P; Moura, F.I. – "Ensecadeiras Galgáveis em Concreto Compactado a Rolo – Aproveitamento Hidroeléctrico de São Félix – Usina Serra da Mesa". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. I, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 141-186.

[134] Togawa, K.; Nakamoto, J. "Study on the Efects of Blast-Furnace Slag on Properties of No-Slump Concrete Mixtures". Proceedings of Fourth International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag, and, Natural Pozzolans in Concrete, Istambul, Turkey, May 1992, ACI SP-132, USA, Ed. V.M. Malhotra, 1992, p. 1401-1412.

[135] Alves, E.F.R.; Carmo, J.B.M.; Nascimento, J.F.F.; Fontoura, J.T.F. – "Utilização de sílica Ativa no Concreto Compactado com Rolo". II Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo, COPEL, Brasil, Ed. COPEL, Companhia Paranaense de Energia, 1996, p. 1-8.

[136] ACI Committee 116 – "Cement and Concrete Terminology". ACI 116R-90, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, USA, Ed. ACI, 1998, 68 p.

[137] ACI Committee 232 – "Proposed Report: Use of Natural Pozzolans in Concrete". ACI 232.1R, ACI Materials Journal, USA, vol. 91, nº 4, July-August 1994, p. 410-426.

[138] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol. I, Lisboa, LNEC, 1988, p. 242-244.

[139] Kajorncheappunngam, S.; Stewart, D.F – "Rice Husk Ash in Roller Compacted Concrete". Concrete International, USA, vol. 14, nº 4, April 1992, p. 38-44.

[140] Ghafoori, N.; Cai, Y. – "Laboratory-Made Roller Compacted Concretes Containing Dry Bottom Ash: Part I – Mechanical Properties". ACI Materials Journal, USA, vol. 95, nº 2, March-April 1998, p., 121-130.

[141] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 3-10.

[142] Schrader, E.K. – "The First Concrete Gravity Dam Designed and Built for Roller Compacted Construction Methods". Concrete International, USA, vol. 4, nº 10, October 1982, p. 15-24.

[143] Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo de la Universidad de Cantabria – "Estudios sobre Presas de Hormigón Compactado con Rodillo". Santander, Espanha, Ed. Universidad de Cantabria, p. 255-256.

[144] Stefanakos, J.; Tsiknakou, Y.; Dunstan, M.R.H.; Moison, A.C. – "Platanovryssihep – Design Considerations" - Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, November 6-9, 1991, Beijing, China, Chinese Society of Hydroelectric Engineering, 1991, p. 33-40.

[145] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 23.

[146] Parker, J.W. – "Economic Factors in Roller Compacted Concrete Dam Construction". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 227-241.

[147] Hongshuo, W. – "On the Types and Their Applicable Conditions of RCCD". Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, November 6-9, 1991, Beijing, China, Chinese Society of Hydroelectric Engineering, 1991, p. 98-103.

[148] Santana, M.T.T.G.S. – "Barragens de Betão Compactado com Cilindros" – Dissertação apresentada para a obtenção do grau de doutor em geotécnia-mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996, p. 206-223.

[149] Sagrado, J.D.C. – "University of Cantabria Methods for Measuring the Consistencies and Mix Design of Roller Compacted Concretes". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 227-241.

[150] Suzuki, N.; Iisaka, T.; Wei-Gang Wu – "On Characteristics of the RCD Construction Method". Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams,

November 6-9, 1991, Beijing, China, Chinese Society of Hydroelectric Engineering, 1991, p. 82-89.

[151] Todres, H.A. – "Roller Compacted Concrete – Mixtures Proportions and Quality Control". Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Supplementary Papers, June 11-14, 1995, Las Vegas, Nevada, USA, 1995, p. 99-114.

[152] ACI Committee 211 – "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and mass Concrete".". ACI 211.1-91, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, USA, Ed. ACI, 1998, 38 p.

[153] Bilodeau, A.; Sivasundaram, V:; Painter, K.E.; Malhotra, V.M. – "Durability of Concrete Incorporating High Volumes of Fly Ash from Sources in the U.S.". ACI Materials Journal, USA, vol. 91, nº 1, January-February 1994, p. 3-12.

[154] Saricimen, H.; Maslehuddin, M.; Tayyib, A.; Al-Mana, A.I. – "Permeability and Durability of Plain and Blended Cement Concretes Cured in Field and Laboratory Conditions". ACI Materials Journal, USA, vol. 92, nº 2, March-April 1995, p. 111-116.

[155] Bilodeau, A.; Malhotra, V.M. – "High-Performance Concrete Incorporating Large Volumes of ASTM Class F Fly Ash". Proceedings of ACI International Conference on High-Performance Concrete, November 15-18, 1994, Singapore, SP 149, Ed. V.M. Malhotra, 1994, p. 177-193.

[156] Oluokun, F. – "Fly Ash Concrete Mix Design and the Water-Cement Ratio Law". ACI Materials Journal, USA, vol. 91, nº 4, July-August 1994, p. 362-371.

[157] RILEM Technical Committee 67-FAB, Use of Fly Ash in Building - "Fly Ash in Concrete – Properties and Performance". RILEM report 7, Great Britain, Ed. K. Wesche, E&FN Spon, 1991, p.8-10.

[158] Joshi, R.C.; Lohtia, R.P. – "Fly Ash Concrete". Advances in Concrete Technology, vol. 2, CANMET, Canada, Ed. V. M. Malhotra, Gordon and Breach Science Publishers, 1997, p. 36-47.

[159] RILEM Technical Committee 67-FAB, Use of Fly Ash in Building - "Fly Ash in Concrete – Properties and Performance". RILEM report 7, Great Britain, Ed. K. Wesche, E&FN Spon, 1991, p.17-19.

[160] Joshi, R.C.; Lohtia, R.P. – "Fly Ash Concrete". Advances in Concrete Technology, vol. 2, CANMET, Canada, Ed. V. M. Malhotra, Gordon and Breach Science Publishers, 1997, p. 31-35.

[161] Kunhe, F.; Zheng, Li – "An Investigation in Fly Ash Content of Roller Compacted Concrete". Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, November 6-9, 1991, Beijing, China, Chinese Society of Hydroelectric Engineering, 1991, p. 178-186.

[162] Madrazo, J.A.P.; Sagrado, J.D.C.; Santaella, L.H.; Arriba, R.G. – "Characterization of Blended Portland Conglomerantes". Proceedings of the International Symposium held in

Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 261-276.

[163] Shengpei, W. – "Development of Dam Construction Using Rollcrete Technology in China". Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, November 6-9, 1991, Beijing, China, Chinese Society of Hydroelectric Engineering, 1991, p. 1-13.

[164] Popovics, S. – "Fundamentals of Portland Cement Concrete: A Quantitative Approach: Vol. I – Fresh Concrete". USA, a Wiley-Interscience Publication, 1982, p. 53-57.

[165] Powers, T.C. – "Properties of Fresh Concrete". USA, Ed. John Wiley & Sons, Inc., 1968, p. 437-532.

[166] Tattersall, G.H. – "Workability and Quality Control of Concrete". London, U.K., Ed. E & FN Spon, 1991, p. 1-10.

[167] Tattersall, G.H.; Banfill, P.F.G. – "The Reology of Fresh Concrete". London, U.K., Ed. Pitman Books Limited, 1983, p. 1-9.

[168] Neville, A.M. – "Propriedades do Concreto". São Paulo, Brasil, Ed. Pini, 1982, p. 254-261.

[169] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 87-88.

[170] Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo de La Universidad de Cantabria – "Diseño y Caracterization de Hormigones Compactados con Rodillo – Aplicacion a Presas de Fábrica". Santander, Espanha, Ed. Universidad Cantabdria, p. 86-94.

[171] Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo de la Universidad de Cantabria – "Estudios sobre Presas de Hormigón Compactado con Rodillo". Santander, Espanha, Ed. Universidad de Cantabria, p. 191-201.

[172] Casias, T.J.; Goldsmith, D.; Benavidez, A.A. – "Soil Laboratory Compaction Methods Applied to RCC". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 107-122.

[173] Santana, M.T.T.G.S. – "Barragens de Betão Compactado com Cilindros" – Dissertação apresentada para a obtenção do grau de doutor em geotécnia-mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996, p. 191-198.

[174] Arnold, T.E.; Feldshu, T.B.; Hansen, K.D. – "RCC Test Specimen Preparation – Developments Toward a Standard Method" - Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 341-357.

[175] Schrader, E. – "RCC: Current Practices, Controversies and Options". The Internatonal Journal on Hydropower & Dams, vol. 2, Issue Five, September 1995, p. 80-88.

[176] Carvalho, J.L.V. – "Evolução do Concreto Compactado a Rolo em barragens de gravidade". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. II, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 659-677.

[177] Santana, M.T.T.G.S. – "Barragens de Betão Compactado com Cilindros" – Dissertação apresentada para a obtenção do grau de doutor em geotécnia-mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996, p. 119.

[178] Nanni, A. – "Limestone Crusher-Run and Tailings in Compaction Concrete for Pavement Aplications". ACI Materials Journal, USA, May-June 1988, p. 158-163.

[179] Jackson, P.J. – "Manufacturing Aspects of Limestone-Filled Cements". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 3.1-3.25.

[180] Brookbanks, P. – "Properties of Fresh Concrete". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 4.1-4.29.

[181] Barker, A.P.; Matthews, J.D. – "Heat Release haracteristics of Limestone-Filled Cements". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 5.1-5.42.

[182] Livèsey, P. – "Strength Development Characteristics of Limestone Filled Cements". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 6.1-6.52.

[183] Moir, G.K.; Kelhams, S. – "Durability 1". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 7.1-7.78.

[184] Mathews, J.D. – "Durability 2: Sulphate and Freeze-Thaw Resistance". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 8.1-8.50.

[185] Ranc, R.; Carion, B. – "Quality and Durability of Concretes Made With Fillerized Cements: The French Experience". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 9A.1-9A.13.

[186] Corish, A.T. – "European Cement Standards". Proceddings of a Seminar of the BRE/BCA/Cement Industry Working Party, held at the Building Research Establishment Garston, on 28 November 1989, U.K., Building Research Establishment Report, 1993, p. 2.1-2.25.

[187] Zanella, M.R.; Braga, J.A.; Rosário, L.C.; Ayala, ªG.C.; Andriolo, F.R.; Golila, M. – "Concreto Rolado – Ensaios Especiais". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. I, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 037-083.

[188] Nascimento, J.F.F.; Fontoura, J.T.F; Almeida, M.T.; Andrade, W.P. – "Concreto Compactado a Rolo Aplicado no Aproveitamento Hidroeléctrico do Médio Kwanza – Barragem de Capanda". 1° Simposium de Obras em Concreto Compactado com Rolo, São Paulo 25 e 26 de Abril de 1995, Brasil, Ed. Instituto de Engenharia, 1995, p. 305-326.

[189] Netto, F.N.; Betioli, I.; Duarte, J.D.C.; Rosário, L.C.; Braga, J.ª; De Sá, S.N.; Misael, S.A.; Andriolo, F.R. – "Aplicação, Ensaios e Pesquisas do Concreto Compactado a Rolo na Itaipu Binacional". 1° Simposium de Obras em Concreto Compactado com Rolo, São Paulo 25 e 26 de Abril de 1995, Brasil, Ed. Instituto de Engenharia, 1995, p. 121-144.

[190] Lucena, A.M.; Carmo, J.B.M.; Júnior, J.ªF.; Fontoura, J.T.F.; Andrade, W.P. – "Concreto Compactado com Rolo Aplicado na Barragem Canoas-Ceará". 1° Simposium de Obras em Concreto Compactado com Rolo, São Paulo 25 e 26 de Abril de 1995, Brasil, Ed. Instituto de Engenharia, 1995, p. 273-291.

[191] Muralha, J.J.R.D. – "Abordagem Probabilística do Comportamento Mecânico de Descontinuidades de Maciços Rochosos", Lisboa, LNEC, dissertação elaborada para obtenção do grau de doutor em engenharia civil, 1995, pág. 27-29.

[192] Silveira, A.F. – "As Variações de Temperatura nas Baragens". Lisboa, LNEC, 1961, p. 336-344.

[193] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 7-15.

[194] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 39-41.

[195] Bisaillon, A.; Rives, T.M.; Malhotra, V.M. – "Performance of High Volume Fly Ash Concrete in Large Experimental Monoliths". ACI Materials Journal, USA, vol. 91, n° 2, March-April 1994, p. 178-187.

[196] Robitaille, F.; Beaulieu, J. – "Lake Robertson Dam: Construction Techniques and RCC Properties". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 103-117.

[197] Andriolo, F.R. – "RCC Properties". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 3-25.

[198] Oosthuizen, C. – "Performance of RCC Arch/Gravity Dams". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1053-1067.

[199] Tabatabaei, J.; Smith, M. – "Design and Construction of Lower Molonglo Bypass Storage Dam". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 707-725.

[200] Goñi, S.A.; Aldecoa, R.I.; Blanco, P.P. – "Roller Compacted Concrete Used for Constrction of the Maroño Dam". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. twoe, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 913-926.

[201] Barrau, J. – "Sierra Brava Dam – Results Obtained in the Construction". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 927-935.

[202] Barros, P.A.; Andrade, W.P.; Moura, F.I. – "Ensecadeiras Galgáveis em Concreto Compactado a Rolo – Aproveitamento Hidroeléctrico de São Félix – Usina Serra da Mesa". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. I, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 141-186.

[203] Golik, M.A.; Andriolo, F.R. – "Urugua-Í (CCR) – Controle de Qualidade do Concreto Lançado no Tramo Principal da Barragem". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. I, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 085-139.

[204] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol. I, Lisboa, LNEC, 1988, p. 27-36.

[205] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 44-53.

[206] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol. I, Lisboa, LNEC, 1988, p. 139-142.

[207] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 83-55.

[208] Tejada, L.C. – "Roller Compacted Concrete Mix Design for Porce II Dam". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 135-149.

[209] Krempel, A.F.; Holanda, F.G.; Andriolo, F.R. – "Jordão River Derivation Dam – Data Obtained From the Test Fill". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 727-740.

[210] Raphael, J.M. – "Tensile Strength of Concrete". ACI Journal, USA, March-April 1984, p. 158-165.

[211] Hess, J. – "Design and Materials for Auburn Dam". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 277-291.

[212] Azevedo, M.C.; Fereira, M.J.E. – "Desenvolvimento de materiais e Técnicas para Ensaio de Modelos Geomecânicos". 3º relatório, Lisboa, LNEC, Fevereiro de 1973, p. 9-15.

[213] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 104-107.

[214] Abrams, J.M.; Jackson, J.L. – "RCC Pavements – An Airport Apron and a County Road". Concrete International, USA, vol.9, nº 2, February 1987, p. 30-36.

[215] Logie, C.V.; Oliverson – "Burlington Northern Railroad Intermodal Hub Facility – RCC Pavement". Concrete International, USA, vol. 9, nº 2, February 1987, p. 37-41.

[216] Hutchinson, R.C.; Ragan, S.A.; Pittman, D.W. – " Roller Compacted Concrete Paving – Heavy-Duty Pavements". Concrete International, USA, vol.9, nº 2, February 1987, p. 55-61.

[217] Palmer, W.D. – "One Though Pavement". Concrete International, USA, vol.9, nº 2, February 1987, p. 25-29.

[218] Keiferjr, O. – "Paving With RCC". Civil Engineering, ASCE, USA, vol. 57, nº 10, October 1987, p. 65-68.

[219] White, T.D. - "Mix Design, Thickness Design, and Construction of Roller-Compacted Concrete Pavement". USA, Transportation Research Board (TRB), Transportation Research Record 1062, 1986, p. 1-6.

[220] Piggot, R.W – "Roller Compacted Concrete for Heavy-Duty Pavements: Past Performance, Recent Projects, and Recommended Construction Methods". USA, Transportation Research Board (TRB), Transportation Research Record 1062, 1986, p. 7-12.

[221] Pittman, D.W. –"Construction of Roller Compacted Concrete Pavements". USA, Transportation Research Board (TRB), Transportation Research Record 1062, 1986, p. 13-19.

[222] Abrams, J.M.; Jacksha, J.L.; Norton, R.L.; Irvine D.J. – "Roller Compacted Concrete Pavement at Portland International Airport". USA, Transportation Research Board (TRB), Transportation Research Record 1062, 1986, p. 20-24.

[223] Ragan, S.A. – "Evaluation of the Frost Resistance of Roller-Compacted Concrete Pavements". USA, Transportation Research Board (TRB), Transportation Research Record 1062, 1986, p. 25-32.

[224] Stewart, R.F; Schexnayder, C.J. – "Construction Techniques for Roller Compacted Concrete". USA, Transportation Research Board (TRB), Transportation Research Record 1062, 1986, p. 32-37.

[225] Piggott, R.W. – "Ten Years of Heavy-Duty Pavement in Western Canada". Concrete International, USA, vol. 9, nº 2, February 1987, p. 49-54.

[226] Piggot, R.W.; Serne, R.A. – "Roller Compacted Concrete – A Permanent Pavement for Today and the Future". Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Supplementary Papers, June 11-14, 1995, Las Vegas, Nevada, USA, 1995, p. 115-128.

[227] Nanni, A.; Ludwing, D.; Shoenberger – "Roller Compacted Concrete for Highway Pavements". Concrete International, USA, vol. 18, nº 5, May 1996, p. 33-38.

[228] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol. I, Lisboa, LNEC, 1988, p. 22-25.

[229] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 123-126.

[230] ACI Committee 201 – "Guide to Durable Concrete". ACI 201.2R-92, ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, USA, Ed. ACI, 1998, 41 p.

[231] Ribeiro, A.B.; Vale, J. – "Abrasion Resistance of Roller Compacted Concrete (RCC)". Proceedings of 8th International Symposium on Concrete Roads, Lisbon, Portugal, 13-16 September 1998, ATIC.

[232] Omoregie, F.A; Gutschow, R.A.; Russel, M. – "Cement-Hardened Materials for Abrasion-Erosion in Hydraulic Structures". Concrete International, USA, vol. 16, nº 7, July 1994, p. 47-50.

[233] Nanni, A. – "Abrasion Resistance of Roller Compacted Concrete". ACI Materials Journal, USA, vol. 86, nº 6, November-December 1989, p. 559-565.

[234] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 80-89.

[235] ACI Committee 318 – "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)". ACI Manual of Concrete Practice 1998, Part 3 – Use of Concrete in Buildings – Design Specifications, and Related Topics, USA, Ed. ACI, 1998, 369 p.

[236] Comité Euro-Internationale du Béton – "CEB-FIP Model Code 1990". Thomas Telford, 1993, 457 p..

[237] CEB – General Task Group 9 – " CEB Bulletin D'Information nº 199 – Evaluation of the Time Dependent Behaviour of Concrete". Lausanne, Switzerland, Comité Euro-International du Béton (CEB), 1990, 201 p..

[238] Metcalf, M.; Dolen, T.P.; Hendricks, P.A. – "Santa Cruz Dam Modification". Roller-Compacted Concrete III, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, Califórnia, February 2-5 1992, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean, 1992, p. 459-475.

[239] Omran, M.E.; Nayak, G.C.; Jain, S.C. – "Experimental Studies on Roller Compacted Concrete for Dams". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 179-192.

[240] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 89-101.

[241] Bazant, Z. P.; Xi, Y. – "Improved Pore Water Diffusion Model for Creep Analysis of Concrete Structures". Proceedings of the Fifth International RILM Symposium, Barcelona, Spain, September 6-9, 1993, E&FN Spon, 1993, p. 169-174.

[242] Kogan, E.A.; Fedossov, V.E. – "Roller Compacted Concrete and Horizontal Construction Joints Strength". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 209-217.

[243] Houghton, D.C. – "Determining Tensile Strain Capacity of Mass Concrete". ACI Journal, USA, December 1976, p. 691-700.

[244] Giovambattista, A. – "Urugua-Í Dam – Thermal Analysis, Design Criteria and Performance". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 309-323.

[245] Pinho, J.L.P.S – "Contribuição para o Estudo da Deformabilidade do Betão de Barragens". Tese para obtenção do grau de Especialista do LNEC, Lisboa, LNEC, 1989, p. 207-248.

[246] Ramos, J.M. – "Consideração da Reologia do Betão no Comportamento de Barragens". Relatório 308/85-NO, Lisboa, LNEC, Novembro de 1985, p. 129-139.

[247] Pinho, S.P.; Castro, A.T.; Braga, M.L.; Ramos, J.M. – "Deformabilidade do Betão da barragem do Torrão – Estudo ao Longo do Tempo em Laboratório e "in situ"". Relatório 45/95-NO, Lisboa, LNEC, Janeiro de 1995, 141 p..

[248] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 231-232.

[249] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 279-282.

[250] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 261-265.

[251] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 310-316.

[252] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 303-306.

[253] Valenta, O. – "The Permeability and Durability of Concrete in Aggressive Conditions". Proceedings of the International Congress on Large Dams, Montreal, 1-5 Juin, 1970, vol. IV, Q39, R6, CIGB-ICOLD, 1970, p. 103-117.

[254] Concrete Society Working Party – "Permeability Testing of Site Concrete – A Review of Methods and Experience". Concrete Society Technical Report nº 31, London, U.K., Concrete Society, August 1988, p. 42-46.

[255] Dunstan, M.D. – "Design and Construction Considerations for Roller Compacted Concrete Dams". XVI Congress of ICOLD, S. Francisco, vol. III, Q62, General Discussion Session, 1988, p. 427-435.

[256] Dunstan, M.R.H. – "Whither Roller Compacted Concrete for Dam Construction?". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 294-308.

[257] Sagrado, J.D.C. -; Arriba, R.C.; Madrazo, J.A.P. – "Characterization of Roller Compacted Concrete". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1083-1092.

[258] Duque, J.L.L.; Iglesias, F.R. – "Santa Eugénia Dam: An Impermeable Compacted Concrete Dam". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. two, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 1125-1139.

[259] Mehta, P.K.; Schiessl, P.; Raupach, M. – "Performance and Durability of Concrete Systems". 9th International Congress on The Chemistry of Cement, New Delhi, India, 1992, vol. I – Congress Reports, National Council for Cement and Building Materials (NCB), New Delhi, India, 1992, p. 571-659.

[260] Silva, A.S.; Reis, M.O.B.; Salta, M.M. – "Degradation of Reinforced Concrete Structures in Oceanic Environment". Proceedings of Euromat'98, Conference on Materials in Oceanic Environment, vol. I, Lisbon, Portugal, Ed. L. Faria, 1998, p. 161-171.

[261] Gonçalves A., Reis, M.O.B. – "Sulphate Attach of Concrete". Proceedings of the 12th European Ready Mixed Concrete Congress, vol. 2, Lisbon, Portugal, APEB, 1998, p. 545-556.

[262] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 146-154.

[263] Duval R.; Hornain, H. – "La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives". La Durabilité Des Bétons, Presses de lécole nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1992, p. 351-391.

[264] Haynes, H.; O'Neill, R. – "Deterioration of Concrete from Salt Crystalization" – Proceedings of the Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, P. K. Mehta Symposium on Durability of Concrete, Nice, France, May 23, 1994, Ed. Kamal H. Khayat, Pierre-Claude Aïtcin, 1994, p. 207-222.

[265] Almeida, I.R. – "Betões de Alta Resistência e Durabilidade – Composição e características". Dissertação elaborada para a obtenção do grau de doutor em Engenharia Civil, Lisboa, LNEC, 1990, p. 544-591.

[266] Reis, M.O.B. – "Formation of Expansive Calcium Sulphoaluminate by the Action of the Sulphate ion on Weathered Granites in a Calcium Hydroxide-Satured Medium". Cement and Concrete Research, USA, vol. II, Ed. Pergamon Press, Ltd, 1981, p. 541-547.

[267] Reis, M.O.B.; Silva, A.M.S. – "Reacções Álcalis-Sílica. Recomendações Gerais para Prevenir a Deterioração do Betão". ITMC 23, Lisboa, LNEC, 1997, 27 p..

[268] Fournier, B.; Bérubé, M.A. – "General Notions on Alkali-Aggregate Reactions". Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity – Course Manual, Ottawa, Ontario, Canadá, CANMET, 1993, p. 7.

[269] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 154-159.

[270]Fournier, B.; Bérubé, M.A. – "General Notions on Alkali-Aggregate Reactions" - Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity Course Manual, April 20-22, 1993,Ottawa, Ontario, Canadá, Sponsored by CANMET, Institute for Research in Construction- National Research Council and Groupe de Recherche en Géologie de L'Ingénieur (GREGI) – Laval University, 1993, p. 12-14.

[271] LNEC 415-1993 – "Inertes para Argamassas e Betões – Determinação da Reactividade Potencial com os Álcalis, Análise Petrográfica". Lisboa, LNEC, 1993, 6 p.

[272] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 2ª edição, vol. I, Lisboa, LNEC, 1988, p. 60-63.

[273] Durand, B. – "Preventive Measures Against Alkali-Aggregate Reactions in Concrete". Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity Course Manual, April 20-22, 1993,Ottawa, Ontario, Canadá, Sponsored by CANMET, Institute for Research in Construction- National Research Council and Groupe de Recherche en Géologie de L'Ingénieur (GREGI) – Laval University, 1993, p. 401-437.

[274] Prezzi M.; Monteiro, P.J.M.; Sposito, G. – "The Alkali-Silica Reaction, Part 1: Use of The Double-Layer Theory to Explain the Behaviour of Reaction-Products Gels". ACI Materials Journal, USA, vol. 94, nº 1, January-February 1997, p. 10-17.

[275] Hill, E.D. – "Alkali Limits for Prevention of Alkali-Silica Reaction: A Brief Review of Their Development". Cement, Concrete, and Aggregates, ASTM, vol. 18, nº 1, June 1996, p. 3-7.

[276] Fournier, B.; Bérubé, M.A. – "General Notions on Alkali-Aggregate Reactions" - Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity Course Manual, April 20-22, 1993,Ottawa, Ontario, Canadá, Sponsored by CANMET, Institute for Research in Construction- National Research Council and Groupe de Recherche en Géologie de L'Ingénieur (GREGI) – Laval University, 1993, p. 17-20.

[277] Fournier, B.; Bérubé, M.A. – "General Notions on Alkali-Aggregate Reactions" - Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity Course Manual, April 20-22, 1993,Ottawa, Ontario, Canadá, Sponsored by CANMET, Institute for Research in Construction- National Research Council and Groupe de Recherche en Géologie de L'Ingénieur (GREGI) – Laval University, 1993, p. 12-14.

[278] Hansen, W.C. – "Basic Chemistry of Reaction of Aggregates in Portland Cement Concrete". Journal of Materials, vol. 2, June 1967, p. 408.

[279] Fournier, B.; Bérubé, M.A. – "General Notions on Alkali-Aggregate Reactions" - Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity Course Manual, April 20-22, 1993,Ottawa, Ontario, Canadá, Sponsored by CANMET, Institute for Research in Construction- National

Research Council and Groupe de Recherche en Géologie de L'Ingénieur (GREGI) – Laval University, 1993, p. 27-32.

[280] Coutinho, A.S. – "Fabrico e Propriedades do Betão". 1ª edição, vol. II, , 1974, Lisboa, LNEC, p. 322-324.

[281] Pigeon, M.; Marchand, J. – "The Froist Resistance of Roller-Compacted Concrete". Centre de Research Interuniversitaire sur le Béton, Université Laval, Sainte-Foy, Québec, Canadá, G1K7P4, 13 p.

[282] Pigeon, M.; Malhotra, V.M. – "Frost Resistance of Roller-Compacted High-Volume Fly Ash Concrete". Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, USA, vol. 7, nº 4, November 1995, p. 208-211.

[283] Delagrave, A.; Marchand, J.; Pigeon,M.; Boisvert, J. – "Deicer Salt Scaling Resistance of Roller-Compacted Concrete Pavements". ACI Materials Journal, USA, Vol. 94, nº 2, March-April 1997, p. 164-169.

[284] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 113-122.

[285] Kollek, J.J. – "The Determination of the Permeability of Concrete to Oxigen by the Cembureau Method – A Recommendation". RILEM, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, 22, 1998, p. 225-230.

[286] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. - "Fabrico e Propriedades do Betão". Vol. III, Lisboa, LNEC, 1994, p. 309-310.

[287] Suzuki, N. Iisaka, T. – "Establishment of a New Crack Prevention Method for Dams by RCD Method". Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Proceedings of the International RILEM Symposium, U.K., Ed. E&FN Spon, 1994, p. 457-464.

[288] Silveira, A.F. – "As Variações de Temperatura nas Baragens". Lisboa, LNEC, 1961, p. 179-186.

[289] Silveira, A.F. – "As Variações de Temperatura nas Baragens". Lisboa, LNEC, 1961, p. 167-179.

[290] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 103-107.

[291] Shouxian, Z.; Huaguan, Y.; Yali, K. – "Properties of Low Portland Cement Clinker Content RCC". ". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 127-134.

[292] Geringer, J.J.; Buisson, N.J. – "Neusberg: an RCC Weir Across South Africa's Largest River". International Journal on Hydropower & Dams, September 1995, p. 53-60.

[293] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. – "Concrete – Structure, Properties, and Materials". 2ª edição, USA, Ed. Prentice-Hall, 1993, p. 108-109.

[294] Quevedo, C.A.; España, M.; Nespral, C.C. – "Aprovechamiento Hidroelectrico Urugua-I". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. I, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 187-212.

[295] Silveira, A.F. – "As Variações de Temperatura nas Baragens". Lisboa, LNEC, 1961, p. 49-53.

[296] Gambale, E.A.; Guerra, E.A.; Fontoura, J.T.F.; Santos, M.C.; Góz, R.S.; Bittencourt, R. M.; Andrade, W.P. – "Pesquisa com Cimento de Escória de Alto Forno". CBGB – XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Abril de 1989, Foz do Iguaçu, Vol. II, Brasil, Ed. CBGB, 1989, p. 429-472.

[297] Dunstan, M.R.H. – "Development of the Rolled Concrete Dam for Milton Brook". Concrete International, USA, March 1983, p. 19-31.

[298] McLean, F.G.; Pierce, J.S. – "Comparison of Joint Shear Strengths for Convencional and Roller Compacted Concrete". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 151-169.

[299] Dolen, T.; Tayabji, S. – "Bond Strength of Roller Compacted Concrete". Roller-Compacted Concrete II, Proceedings of the Conference ASCE, San Diego, California, February 29-March 2, 1988, USA, Ed. Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice, 1988, p. 170-186.

[300] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 35-43.

[301] Project National BaCaRa 1988-1996 – "Le Béton Compacté au Rouleau – Les barrages en BCR". Paris, France, Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, p. 50-51.

[302] Corneloup, G.; Garnier, V. – "Analyse Ultrasonore du Temps de Prise de Bétons Compactés au Rouleau". Materials and Structures/Matériaux et Constructions, RILEM, vol. 29, June 1996, p. 295-304.

[303] Zeng, L.; Kunhe, F. – "The Setting State of RCC and the Control of Binding Quality Between the Layers". Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, on 2-4 October 1995, vol. one, Spain, Ed. IECA-CNEGP, 1995, p. 119-126.

REFERÊNCIAS NORMATIVAS

ASTM C 109/109M-98 – "Standard Methods for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in or [50 mm] cube specimens". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.01: Cement; Lime; Gypsum. 1998, p. 71-75.

ASTM C 114-85 – "Standard Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.01: Cement; Lime; Gypsum. 1988, p. 77-105.

ASTM C 230-97 – "Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.01: Cement; Lime; Gypsum. 1988, p. 184-186.

ASTM C 418–90 - "Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 219-221.

ASTM C 618-97 – "Standard Specification for Coal and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Concrete". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 294-296.

ASTM C 666-92 - "Standard Test Method for Resistance of Concrete To Rapid Freezing and Thawing". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 310-315.

ASTM C 672-92 - "Standard Test Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 329-331.

ASTM C 779-95 - "Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 355-359.

ASTM C 944-95 - "Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete or Mortar Surfaces by Rotating-Cutter Method". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 477-480.

ASTM C 1170-91 - "Standard Test Method for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 610-614.

ASTM C 1170-92 - "Standard Practice for Making Roller-Compacted Concrete in Cylinder Moulds Using a Vibrating Table". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.02: Concrete and Aggregates, 1997, p. 615-618.

ASTM D 1557 - "Standard Test for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft^3 (2,700 KN-m/m^3))". Annual book of ASTM Standards, vol. 04.08: Soil and Rock (I): D420-D4914, 1998, p. 126-133.

BS 5075 Part 1:1982 – "Concrete admixtures. Specification for accelerating admixtures, retarding admixtures and water red". 1982, 20 p..

Eurocode 2 – "Design of Concrete Structures. Part 1 – General Rules and rules for buildings". CEN, 1991, 253 p..

ISRM – "Rock Characterization Testing and Monitoring ISRM Suggested Methods" – Ed. E.T. Brown, Pergamon Press, 1981, 211 p..

LNEC E 64 – "Cimentos. Determinação da massa volúmica". Lisboa, 1972, 2p..

LNEC E 68 - "Cimentos. Determinação do calor de hidratação". Lisboa, 1972, 2p.

LNEC E 159 – "Agregados. Determinação da reactividade potencial (Processo absorciométrico). Lisboa, 1964, 9p.

LNEC E 197 - – "Solos. Ensaio de compactação". Lisboa, 1967, 9p..

LNEC E 223 – "Agregados. Determinação do índice volumétrico. Lisboa, 1968, 3p..

LNEC E 226 – "Betão. Ensaio de compressão". Lisboa, 1968, 3p..

LNEC E 227 -"Betão. Ensaio de flexão". Lisboa, 1968, 2p..

LNEC E 228 -"Betão. Determinação da trabalhabilidade VêBê". Lisboa, 1968, 2p..

LNEC E 372 – "Água de amassadura para betões. Características e verificação da conformidade". Lisboa, 1993, 4p..

LNEC E 373 – "Inertes para argamassas e betões. Características e verificação da conformidade". Lisboa, 1993 4p..

LNEC E 378 – "Betões. Guia para a utilização de ligantes hidráulicos". Lisboa, 1993, 12p..

LNEC E 392 – "Betões. Determinação da permeabilidade ao oxigénio". Lisboa, 1993, 4p..

LNEC E 393 – " Betões. Determinação da absorção de água por capilaridade". Lisboa, 1993, 2p..

LNEC E 394 – "Betões. Determinação da absorção de água por imersão. Ensaio à pressão atmosférica". Lisboa, 1993, 2p..

LNEC E 396 – "Betões. Determinação da resistência à abrasão". Lisboa, 1993, 2p..

LNEC E 397 – "Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão". Lisboa, 1993, 2p..

LNEC E 398 – " Betões. Determinação da retracção e da expansão". Lisboa, 1993, 2p..

LNEC E 399 – "Betões. Determinação da fluência em compressão". Lisboa, 1993, 4p..

LNEC E 401 – " Materiais em pó. Análise granulométrica por difracção de luz laser". Lisboa, 1993, 4p..

LNEC E 406 – "Cimentos. Determinação do teor de óxido de ferro. Método espectrofotométrico com a 1,10 fenantrolina". Lisboa, 1993, 2p..

LNEC E 415 – "Inertes para argamassas e betões. Determinação da reactividade potencial com os álcalis. Análise petrográfica". Lisboa, 1993, 6p..

NP 83 – "Solos. Determinação da densidade das partículas". 1965, 3p..

NP 85 – "Areias para argamassas e Betões. Pesquisa da matéria orgânica pelo processo do ácido tânico". 1965, 4 p..

NP 86 – "Inertes para argamassas e betões. Teor em inertes muito finos e matérias solúveis". 1972, 2p..

NP 256 – "Tintas e Vernizes. Determinação da Massa Volúmica e do poder de cobertura de uma tinta". 1962, 2p..

NP 581 –"Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de britas e godos". 1969, 2 p..

NP 954 – "Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de areias". 1973, 3 p..

NP 1039 –"Inertes para argamassas e betões. Determinação da resistência ao esmagamento". 1974, 4 p..

NP 1040 – "Pedras Naturais. Determinação da tensão de rotura por compressão". 1974, 2p..

NP 1379 —"Inertes para argamassas e betões. Análise granulométrica". 1976, 3 p..

NP 1380 –"Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor de partículas friáveis". 1976, 3 p..

NP 1381 —"Inertes para argamassas e betões. Ensaio de reactividade potencial com os álcalis do ligante. Processo da barra de argamassa". 1976, 6 p..

NP 1387 – "Betões. Determinação dos tempos de presa". 1976, 3p..

NP 2064 – "Cimentos. Definições, composição, especificações e critérios de conformidade". 1991, 15p..

NP 2106 – "Inertes para Argamassas e Betões – Determinação do Teor em Sulfatos", 1984, 4p.

NP EN 196-1 – "Métodos de ensaio de cimentos. Determinação das resistências mecânicas". 1990, 29 p..

NP EN 196-2– "Métodos de ensaio de cimentos. Análise química de cimentos". 1990, 38 p..

NP EN 196-3 – "Métodos de ensaio de cimentos. Determinação do tempo de presa e da expansibilidade". 1990, 12 p..

NP ENV 196-4 – "Métodos de ensaio de cimentos. Determinação quantitativa dos constituintes". 1990, 24 p..

NP EN 196-5 – "Métodos de ensaio de cimentos. Parte 5:Ensaio de pozolanicidade dos cimentos pozolânicos". 1996, 9p..

NP EN 196-6 - "Métodos de ensaio de cimentos. Determinação da finura". 1990, 17 p..

NP ENV 206 – "Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade". 1993, 54 p..

NP EN 450 – " Cinzas volantes para betão. Definição, exigências e controlo de qualidade". 1995, 12 p..

pr EN 197-1 – "Cement – Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements". March 1998, 22p..

pr EN-ISO 2736/2 – "Testing concrete – Making and curing specimens for strength tests". April 1993, 11p..

pr EN-ISO 4108 – 1994 – "Testing concrete – Determination of tensile splitting strength of test specimens". July 1994, 11p..

RBLH – "Regulamento de Betões e Ligantes Hidráulicos". Decreto nº445/89 de 30 de Dezembro, Ed. Imprensa Nacional - Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1190, 98 p..

REBAP – "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado". Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho, Ed. Imprensa Nacional - Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1985.

ANEXO A

COMPOSIÇÕES DE BCC USADAS NO BETÃO DE BARRAGENS

Quadro A.1 - Composições de BCC de barragens dos Estados Unidos

BARRAGEM	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES			Resist. compressão 90 d (MPa)
						grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	filer (%)	
Willow Creek	1982	76 76 76	107 109 109	47 104 104	19 0 47	65 %	35 %	4-10	8 15 19
Winchester	1984	50		104	0			8	21 (180 d)
Middle Fork	1984	75	95	66	0	1290	653	1-10	15
Galesville	1985	76	113	53 68(99)	51(36) 65(68)	1518 1494	777 765	5 5	11,2 (1ano) 13,1 (1ano)
Kerrville	1984			104	0				
Gibraltar		76	116	87	52	1234	800		16,5 (180d)
Great Hills				246	98				
Milton Brook		38	95	95	176	1453	705		40-50
Quail Creek	1989	76	119	80	53	2237			14
Monksville	1986	76	136 136	63 110	0	1376	890	10	11 (1ano) 21 (1 ano)
Grindstone	1986			74	30				

Quadro A.1 - (continuação)

BARRAGEM	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES			Resist. compressão 90 d (MPa)
						grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	filer (%)	
Upper Stillwater	1987	38	106	77	170	1354	673	< 5	20
Elk Creek	1988	76		70	33	66 %	34 %	3,4-6,1	
Lower Chase Creek	1987	76	108	63	42	1542	712	0-3	10
Cedar Falls	1986	38		110	92			10	22 (28d)
Pamo		76	114	72,6	135	1548	700		
			97,8	57,1	106	1660	715	5	20
			89,5	57,5	106	1690	710		(1ano)
Stacy Dam		76		70	35	57%-69%	31%-43%	4-12	
Zintel Canyon		76	116	59,3	-				8
			116	118,7	-				16

Quadro A.2 - Composições de BCC de barragens do Japão

BARRAGEM	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES		Adjuv. (kg/m^3)	Resist. compressão 90 d (MPa)
						grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)		
Agigawa				80					
Asari	1991			96	24				
Shimajigawa	1980	80	105	84	36	1460	750	0,3	25
		80	105	91	39	1476	749	0,325	
Tamagawa	1987	150	95	91	39	1544	657	0,325	22
Pirika	1988	80	90	84	36	1580	677		17
Mano	1988	80	120	96	24	1520	735		
Sakaigawa	1992	80	105	91	39	1182	752		
Shin-Nakano	1982	150	90	84	36	1468	685		
		80	95	84	36	1415	723		
Miyagase	1995	150	95	130		1568	652	0,45	
Tsugawa	1993	80	100	120		1627	692	0,3	
Sabigawa	1992	150	95	130		1570	628	0,335	
		150	95	120		1589	610	0,330	
Ryumon	1992	150	90	130		1583	621	0,325	
		150	85	120		1600	630	0,3	
Okawa	1980	80	110	168	42	1430	604		-
			102	96	24	1458	686		29
Asahiogawa	1989	80	102	96	24	1500	706		

Quadro A.3 - Composições de BCC de barragens de Espanha

BARRAGEM	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES			Resist. compressão 90 d (MPa)
						grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	filer (%)	
Arriaran	1993	80	100	85	135	1730	550		28
Los Canchales	1991	40	105	84	156	1490	620		
		80	100	70	145	1650	585		
CastelBlanco Los Arroyos	1985	40	102	102	86	1452	673		25
Cenza	1993	60	95	70	130	1518	733		
Erizana(Bayona)	1985	100	115	90	90	1668	532		11
Maroño	1990	70	100	80	160	1575	670	3-4	
		70	98	65	170	1575	670		
Puebla de Cazalla	1992	40	127	85	137	1409	720		
		80	113	80	130	1512	688		
Belen Flores	1992	40	105	73	109	1364	800		
Hervas	1990	80	95	80	155	1540	540		
Guadalemar	1994	80	100	60	125	1364	836		
Los Morales	1988	80	108	80	140	1426	618		32
Santa	1988	70	100	110	20	1480	240		
Eugenia		100	90	90	35	1740	215		
Rialb	1997	70	95	70	130	1532	625	2,3	25,4
		100	90	65	130	1610	564	2,3	24,7
Sierra Brava	1994	80	90	80	140	1590	610		15 (28d)
Urdalur	1993	80	90	72	108	1524	691		

Quadro A.4 - Composições de BCC de barragens da China

BARRAGEM	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES		Adjuv. (%)
						grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	
Shuikou	1992	80	78	60	100	1553	658	0,16
Jingjian	1993	80	88	70	80	1523	646	0,3
Yantan	1993	80	90	55	104	1490	759	0,4
Daguangba	1993	80	97	50	100	1496	686	0,3
		80	102	50	100	1477	680	0,3
Shuidong	1994	80	75	54	92	1663	580	0,1
		80	77	60	91	1765	600	0,1
Shanzi	1994	80	89	55	95	1526	661	0,3-0,5
		40	102	65	125	1375	714	0,3-0,5
Kengkou	1986		98	60	80	1370	798	
			104	60	120	1474	617	
Bailongtan		80	86	38	126	1534	723	0,3
		40	103	77	155	1381	759	0,3
Longtan		80	105	90	110	1470	735	0,3
		80	90	90	60	1496	745	0,3
Dachaoshan		80	84	68	96	1557	801	0,7
		40	93	110	100	1356	885	0,7
Taolimkou		80	73	70	85	1560	612	0,5
		40	81	72	70	1380	699	0,45

Quadro A.5 - Composições de BCC de barragens sul africanas e australianas

BARRAGEM	PAÍS	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES			Resist. compressão
							grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	fíler (%)	90 d (MPa)
De-Mist-Kraal	África do Sul	1986	75	103	58	58	1760	730	5-10 (da areia)	10,2 (28d)
Arabie	África do Sul	1988	75	115	36	74			4	
BraamRaubeneimer	África do Sul	1985	75	99	46	107	1682	714	5 (da areia)	22 (1^ano)
Knellpoort	África do Sul			103	59	136	1670	703		18 (28d)
Kruger Park Weir	África do Sul		37,5		48	112				10 (28d)
Wolwedans	África do Sul		53		58	136				
Zaaihoek	África do Sul	1986	75	120	36	84	1735	640		14 (28d)
Copperfield	Austral	1984	50 50	- -	80 110	30 0			6-8	15 15
Craigbourne	Austral	1986	50	-	70	60			6-8	10-15
Bucca Weir	Austral	1987	37,5	-	90	90			2-3	15-20

Quadro A.6 - Composições de BCC de barragens de outros países

BARRAGEM	PAÍS	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES			Resist. compressão 90d (MPa)
							grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	filer (%)	
Capanda	Angola			-	60	-			100 kg/m^3	
Cuesta Blanca	Argentina				75	15				9,5 (1ano)
Urugua I	Argentina		76	80	60	0	2519			6-10
Acaua	Brasil		76	110	60	24				5,6
			76	110	80	16				6,8
Saco Nova Olinda	Brasil	1986		142	70		1902	410		
			75	168	75					
Verzea Grande	Brasil	1986			75	0				
Kengkou	China	1986		98	60	80	1370	798		19.8
				104	60	120	1474	617		16.8
Daule Peripa	Equador		152	85	150	0	1710	540		
Les Olivetes	França	1987	50	125	81	47	1462	787	5	14,7
Riou	França		63		78	42	62%-75%	25%-38%	4-8	6,1
			40		75	-				7,7
St. Martin de Londres	França	1985	31,5		47	88				
HolbeamWood	Grã-Bretanha				105	0				

Quadro A.6 - (continuação)

BARRAGEM	PAÍS	ANO	Dmáx (mm)	ÁGUA (l/m^3)	CIMENTO (kg/m^3)	CINZAS (kg/m^3)	INERTES			Resist. compressão 90 d (MPa)
							grossos (kg/m^3)	areia (kg/m^3)	filer (%)	
Concepcion	Honduras		76		80-100	0	55%-60%	40%-45%	8	
Ainal Koreima	Marrocos	1987	63	140	140	0			3 (da areia)	
Aoulouz	Marrocos	1990	80	120	120	0	2080		6	
				120	100	0				
Rwedat	Marrocos		50		60					5,3
			50		80					7,5
			50		100	0				9,0
			50		120					13,0
			40		160					
Tarbela	Paquistão	1982	152		134-149				10	18
					107					
Tashkumyr	USSR	1989	50	-	120	0	2200			22
			50	-	100	0	2200			17,5

ANEXO B

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS CIMENTOS POR DIFRACÇÃO DE LUZ LASER

ANEXO B

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS CIMENTOS POR DIFRACÇÃO DE LUZ LASER

Os ensaios de análise granulométrica por difracção de luz laser foram realizados no Núcleo de Química do Departamento de Materiais de Construção do LNEC de acordo com a especificação LNEC E 401, utilizando um granulómetro laser da marca MALVERN, série 2600L. As amostras foram dispersas por via gasosa. Os resultados apresentados correspondem à média de 3 amostras.

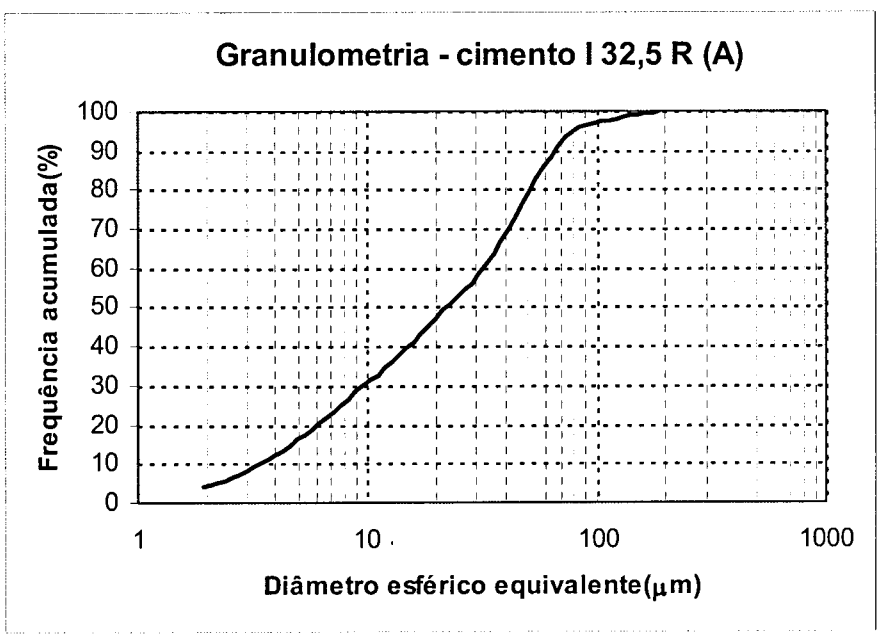


Figura B1 - Granulometria laser do cimento I 32,5 R da Secil

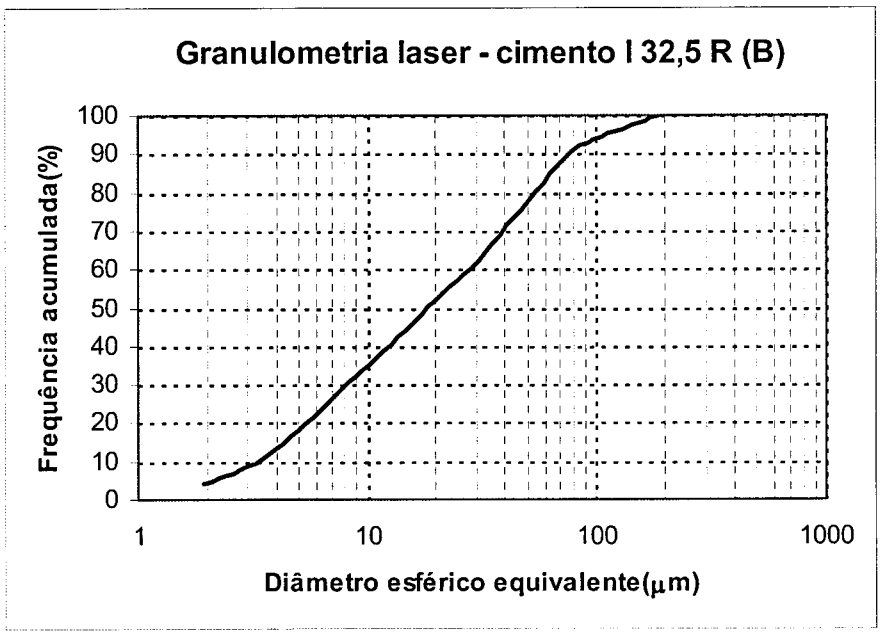


Figura B2 - Granulometria laser do cimento I 32,5 R de Alhandra

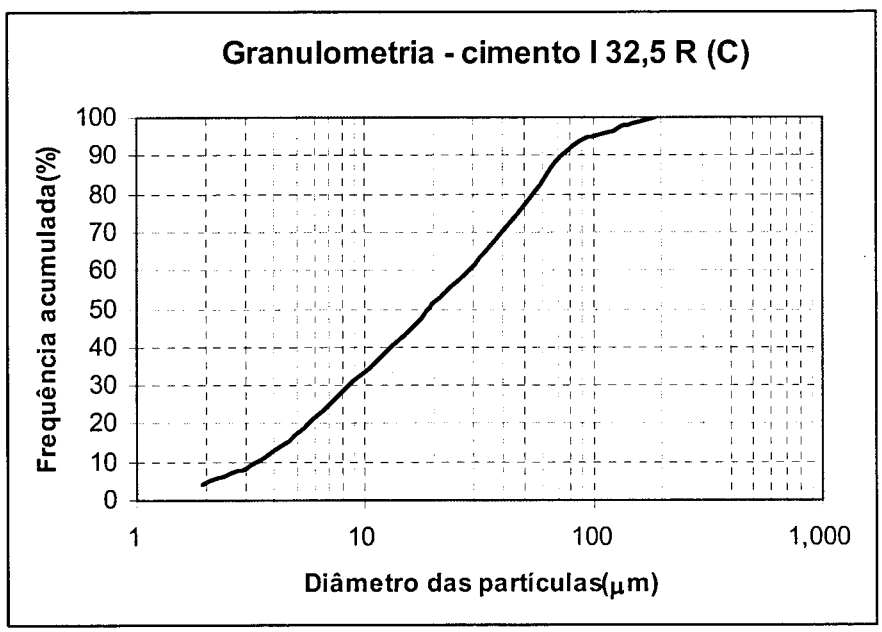


Figura B3 - Granulometria laser do cimento I 32,5 R de Souselas

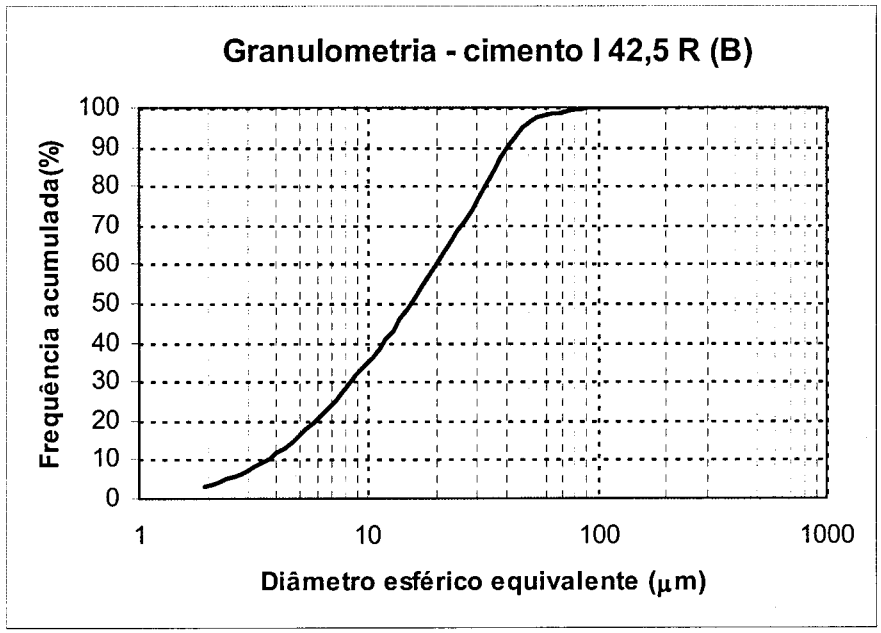


Figura B4 - Granulometria laser do cimento I 42,5 R de Alhandra

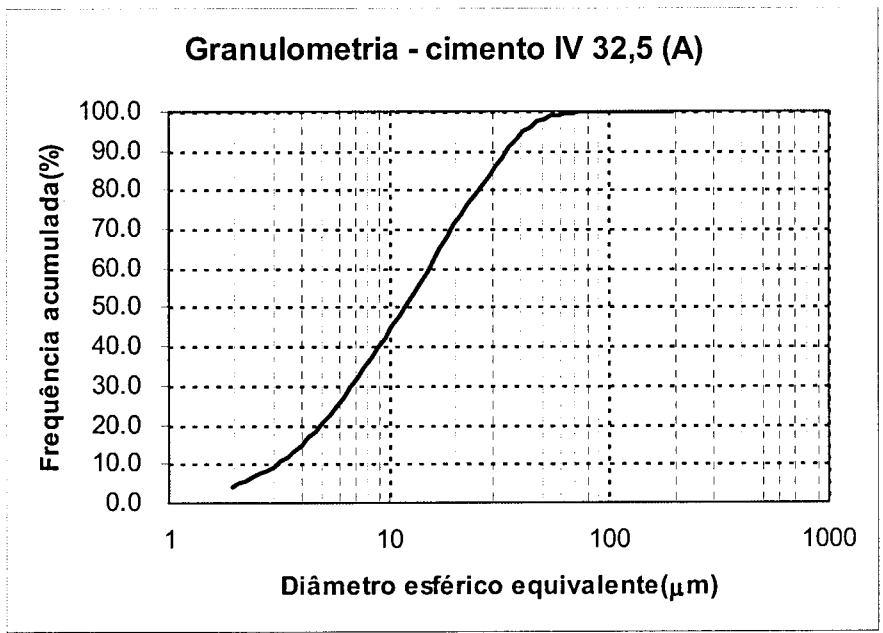


Figura B5 - Granulometria laser do cimento IV 32,5 da Secil

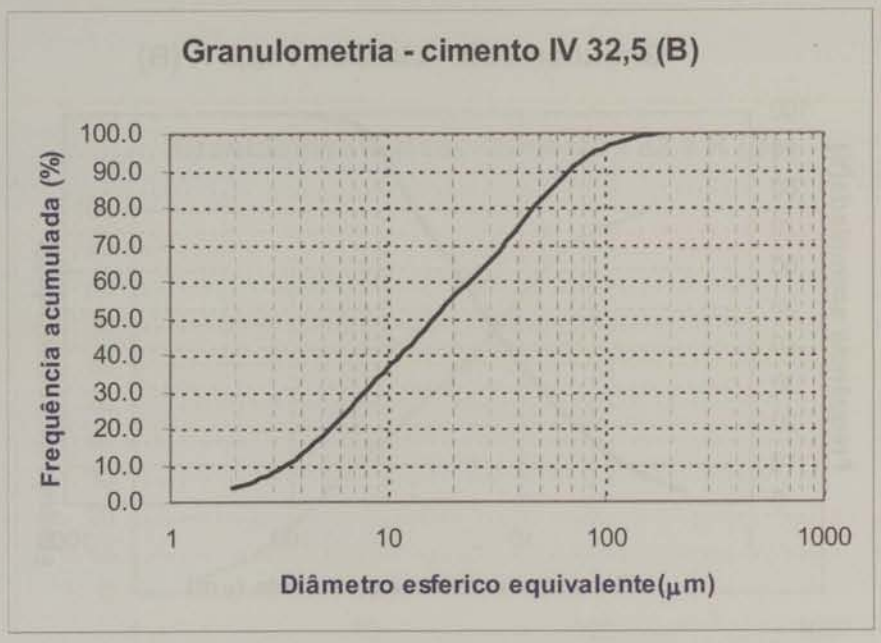


Figura B6 - Granulometria laser do cimento IV 32,5 de Alhandra

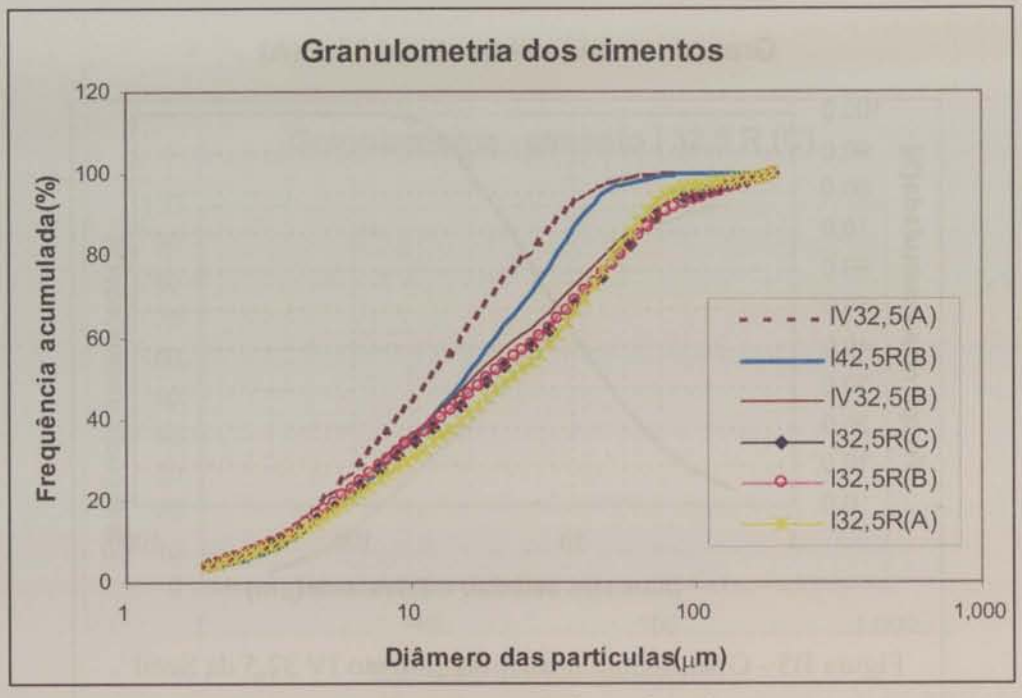


Figura B7 - Granulometria laser dos cimentos

ANEXO C

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS CINZAS VOLANTES POR DIFRACÇÃO DE LUZ LASER

ANEXO C

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS CINZAS VOLANTES POR DIFRACÇÃO DE LUZ LASER

Os ensaios de análise granulométrica por difracção de luz laser foram realizados no Núcleo de Química do Departamento de Materiais de Construção do LNEC de acordo com a especificação LNEC E 401, utilizando um granulómetro laser da marca MALVERN, série 2600L. As amostras foram dispersas por via gasosa. Os resultados apresentados correspondem à média de 3 amostras.

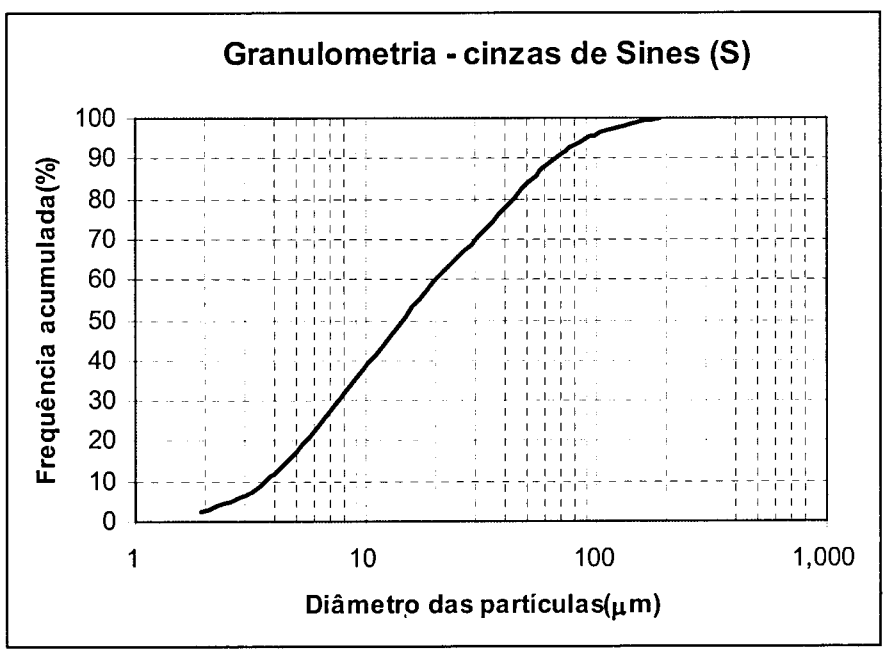


Figura C1 - Granulometria laser das cinzas de Sines.

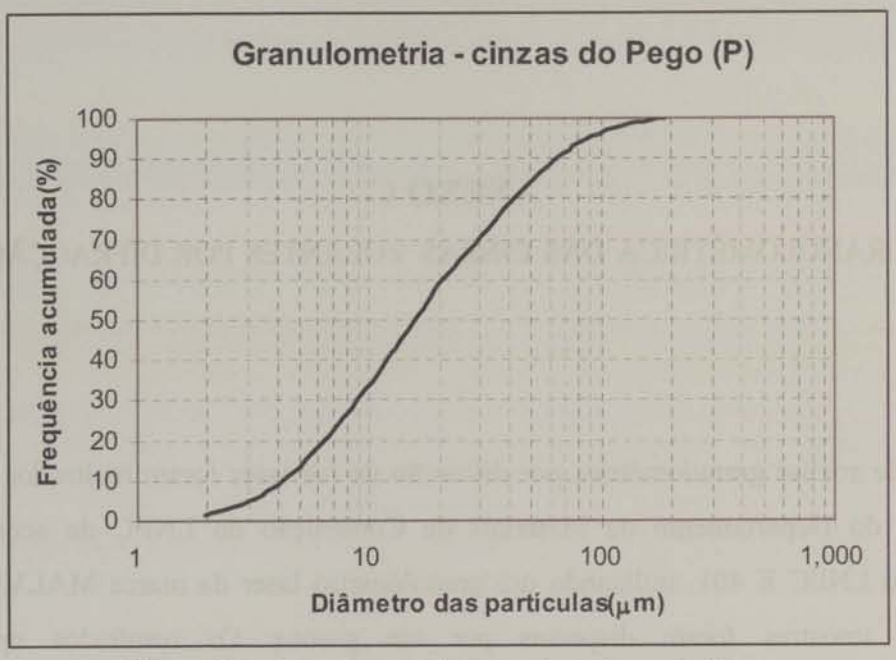


Figura C2 - Granulometria laser das cinzas do Pego.

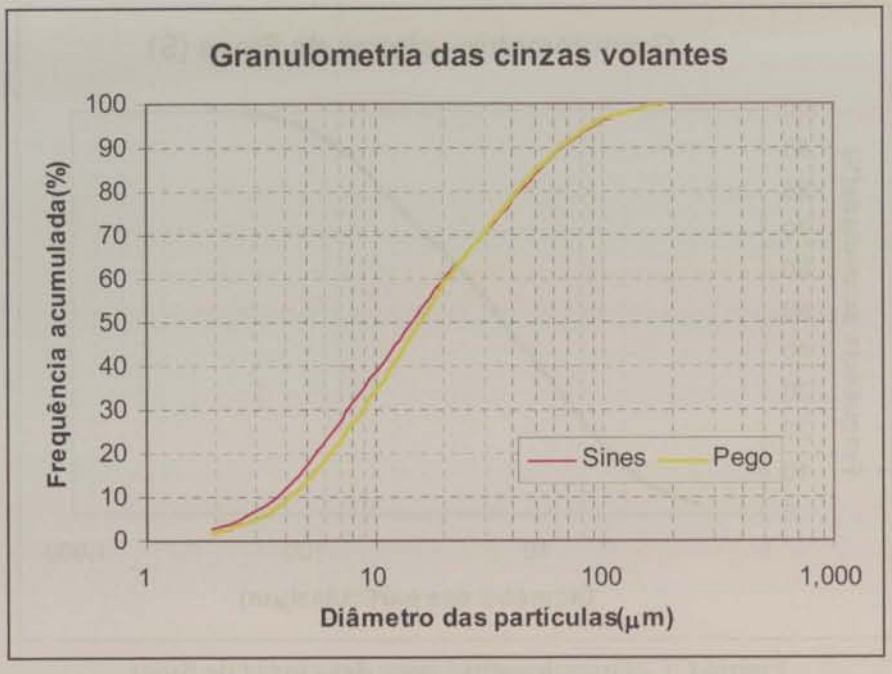


Figura C3 - Granulometria laser das cinzas volantes.

ANEXO D

GRANULOMETRIA DOS INERTES

ANEXO D

GRANULOMETRIA DOS INERTES

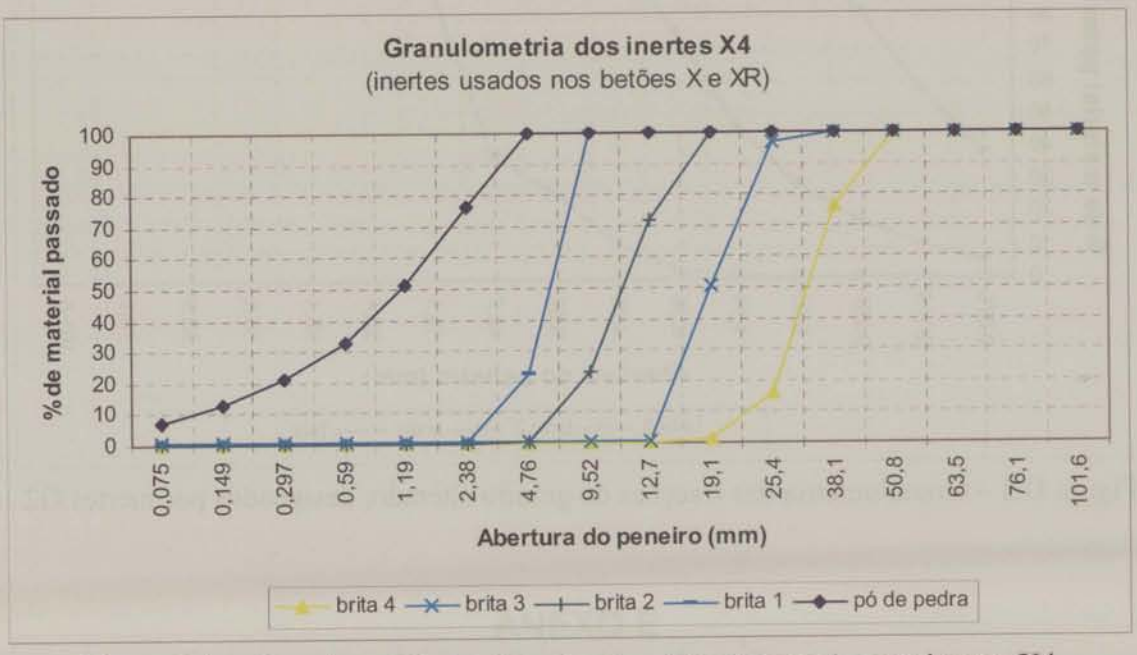


Figura D.1 – Granulometria das fracções do xisto, designados por inertes X4.

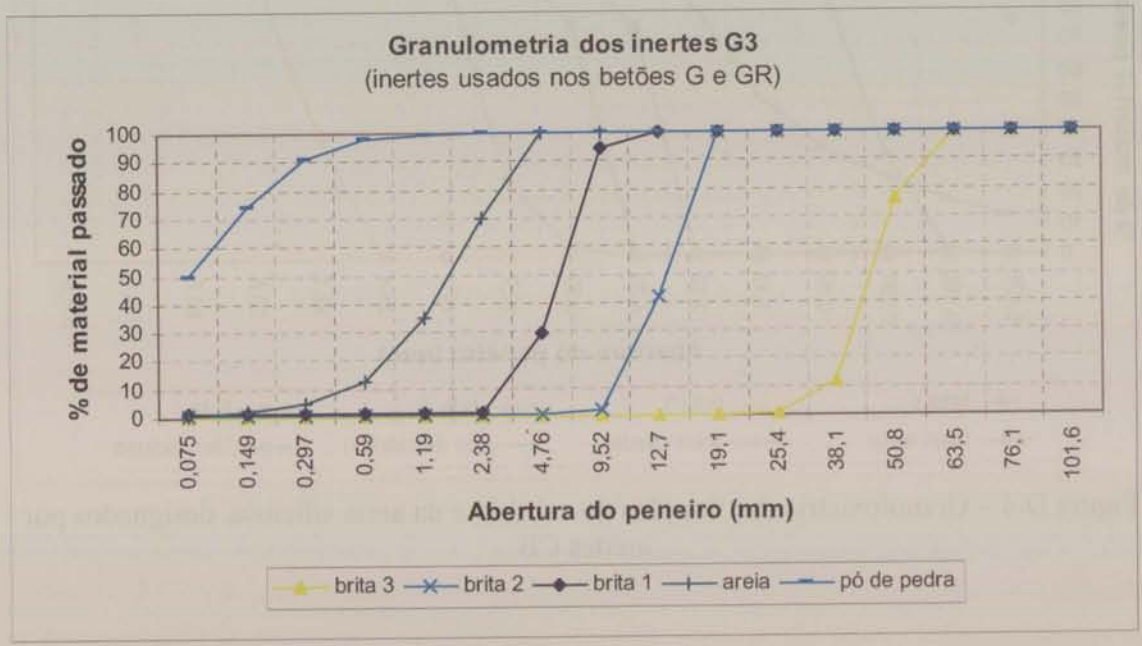


Figura D.2 – Granulometria das fracções do granito, designados por inertes G3.

ANEXO E

ANÁLISE PETROGRÁFICA DO XISTO VERDE

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E COMUNICAÇÕES

Laboratório Nacional de Engenharia Civil

DEPARTAMENTO DE BARRAGENS
NÚCLEO DE OBSERVAÇÃO

O ENG. CHEFE DO DEPARTAMENTO
J. Castel-Branco Falcão

PROC. N.º 43/533/284 PEDIDO N.º 1999-P° 22/19/11749 BOLETIM N.º

ENTIDADE REQUISITANTE DMC-NAB
ENDEREÇO
REFERÊNCIA OFÍCIO N.º REQUERIMENTO DE 96 / 07 / 16
OBRA DATA DE ENTRADA / /
MATERIAL Inertes para betão
IDENTIFICAÇÃO Pó de britagem, Britas 1, 2, 3 e 4
ENSAIO PAGO POR GUIA N.º DE / /

Não é permitida a divulgação parcial dos resultados constantes deste boletim na qual se faça referência ao LNEC, a não ser que seja obtida expressa autorização. Salvo indicação em contrário, os elementos identificadores das amostras ensaiadas são simples transcrição de informações recebidas ou de anotações apostas nas próprias amostras enviadas, não sendo por isso da responsabilidade do Laboratório.

Objectivo: Análise petrográfica de uma brita de Veiguinhas, Bragança (4ª remessa), de acordo com a Especificação LNEC-E415

RELATÓRIO

Identificação

Brita de Veiguinhas, Bragança (4ª remessa)

Análise global

As formas das partículas são, de um modo geral, angulosas em todas as classes de britas. Algumas partículas, sobretudo de cores mais claras, apresentam algum arredondamento, provavelmente resultante do desgaste pelas operações de britagem, dada a sua provável menor resistência.

Somente em algumas partículas de menor calibre se observa lamelação, sobretudo, também, em partículas de cor mais clara e evidenciando xistosidade nítida.

A xistosidade é incipiente ou nula nas partículas de cor mais escura, que apresentam textura compacta, e mais acentuada nas partículas de cor mais clara.

A cor dos inertes varia de verde muito escuro a verde mais claro e mesmo a tons esbranquiçados. Nos inertes de maior calibre

LISBOA, 16 DE 19

O CHEFE DO NÚCLEO
Engº Abel Mascarenhas

LNEC — Mod. 518

Não é permitida a divulgação parcial dos resultados constantes deste boletim na qual se faça referência ao LNEC, a não ser que seja obtida expres autorização. Salvo indicação em contrário, os elementos identificadores das amostras ensaiadas são simples transcrição de informações recebidas ou anotações apostas nas próprias amostras enviadas, não sendo por isso da responsabilidade do Laboratório.

predominam as cores escuras e nos de menor calibre observa-se uma maior percentagem de cores claras. O pó de britagem que envolve as partículas contribui também, de alguma forma, para uma aparência mais clara das partículas de menor dimensão.

Do ponto de vista petrográfico, trata-se de rochas com características de transição entre os xistos verdes e os anfibolitos, cuja constituição mineralógica é basicamente a seguinte:

- Minerais mais frequentes: anfíbola (tremolite-actinolite e antofilite), horneblenda verde; em algumas partículas a composição mineralógica integra também, como minerais essenciais, a calcite, a plagioclase predominantemente cálcica, formando mesostase, e a clorite (clinocloro).
- Minerais menos frequentes: epídoto, muito raro quartzo disseminado ou em preenchimento de fissuras, serpentina (veios e cristais de antigorite), opacos (provavelmente hematite e pirite); em algumas partículas ocorre mais raramente calcite, plagioclase e clorite.

Genericamente, estes inertes incluem-se no grupo dos anfibolitos e xistos anfibólicos, muito vulgarmente referenciados globalmente como xistos verdes dadas as variações de composição mineralógica das partículas observadas.

A textura é muito variável, consoante a composição, sendo micro a criptocristalina nas partículas de cor mais clara, em que entra calcite na composição, e microcristalina, por vezes com mesostase indiferenciada de plagioclase, nas partículas mais escuras, com cristais bem desenvolvidos de horneblenda e de clorite. É predominantemente lepidoblástica, registando-se passagens a textura nematoblástica, onde é mais intensa a ocorrência de antofilite e de actinolite ou o grau de serpenti-

Não é permitida a divulgação parcial dos resultados constantes deste boletim na qual se faça referência ao LNEC, a não ser que seja obtida expr autorização. Salvo indicação em contrário, os elementos identificadores das amostras ensaiadas são simples transcrição de informações recebidas o anotações apostas nas próprias amostras enviadas, não sendo por isso da responsabilidade do Laboratório.

nização é mais acentuado.

Por vezes, observa-se estrutura orientada decorrente da alternância de leitos de distribuição preferencial de alguns minerais. A xistosidade é, por isso, pouco notória, embora se observem raros casos de maior acentuação, envolvendo, mesmo, o seu dobramento.

Observa-se frequentemente extinção ondulante quer na matriz criptocristalina (mesostase), quer em cristais bem desenvolvidos de anfíbola.

A amostra de "pó de britagem" envolve partículas de pequena dimensão e pó. Este, que apresenta tonalidades predominantemente verde claro e esbranquiçadas, contém elevado teor de calcite.

Análise específica

Exceptuando os raros veios ou películas de preenchimento de fissuras em quartzo, não foram observados outros tipos de minerais potencialmente reactivos constantes da Especificação LNEC-E415.

Porém, a maioria dos minerais presentes é constituída por silicatos, donde podem, eventualmente, derivar iões siliciosos proveniente da sílica combinada (teor inferior a 50%).

Relativamente ao teor de álcalis, os minerais que entram na composição destas rochas representam valores muito reduzidos, geralmente inferiores a 5%.

Tendo em consideração o exposto, admite-se que os inertes analisados possuem um baixo potencial de reacção sílico-alcalina no seio do betão, contanto que os restantes componentes possuam um reduzido teor em álcalis.

O Investigador

LISBOA, 16 DE 19

O CHEFE DO NÚCLEO

Engº Abel Mascarenhas

LNEC — Mod. 518-A

ANEXO F

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE R^2

ANEXO F
DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE R^2

O coeficiente R^2, que expressa a tendência dos pontos experimentais se ajustarem a uma linha representada por uma determinada equação, varia entre 0 e 1 e é determinado pela seguinte expressão:

$$R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST},$$

com

$$SST = \left(\sum Y_j{}^2\right) - \frac{\left(\sum Y_j\right)^2}{n} \quad \text{e} \quad SSE = \sum (Y_j - \overline{Y_j})^2 \ .$$

Nestas expressões Y_j representa a ordenada do ponto j de abcissa X_j, $\overline{Y_j}$ a ordenada da linha de tendência, obtida pela aplicação da equação em questão, no ponto com abcissa X_j e n o número de pontos experimentais.

ANEXO G

DOSAGEM DOS INERTES E GRANULOMETRIA DOS SÓLIDOS
NOS BETÕES DE REFERÊNCIA

ANEXO G

DOSAGEM DOS INERTES E GRANULOMETRIA DOS SÓLIDOS NOS BETÕES DE REFERÊNCIA

Quadro G.1 - Dosagem de inertes nos betões XR

Fracção	XR190	XR140	XR90
brita 4 (kg/m^3)	549,5	550,9	553,1
brita 3 (kg/m^3)	177,5	178,0	178,1
brita 2 (kg/m^3)	295,8	272,7	273,7
brita 1 (kg/m^3)	156,4	130,7	130,2
pó de pedra (kg/m^3)	900,8	1004,8	1055,8

Quadro G.2 - Dosagem de inertes nos betões GR

Fracção	GR190	GR140	GR90
brita 3 (kg/m^3)	463,3	459,3	459,2
brita 2 (kg/m^3)	483,9	539,4	517,3
brita 1 (kg/m^3)	313,4	300,5	331,3
areia grossa (kg/m^3)	584,3	473,3	461,6
pó de pedra (kg/m^3)	205,1	309,5	358,5

Quadro G.3 - Dosagem de inertes nos betões TR

Fracção	TR190	TR140	TR90
brita 5 (kg/m^3)	581,1	594,8	496,8
brita 3 (kg/m^3)	129,1	132,2	110,3
brita 2 (kg/m^3)	107,6	110,0	92,0
brita 1 (kg/m^3)	172,1	176,2	147,2
bago arroz (kg/m^3)	559,6	550,7	441,6
areia rolada (kg/m^3)	602,6	594,8	478,4
fíler silicioso (kg/m^3)	0,0	44,2	73,7

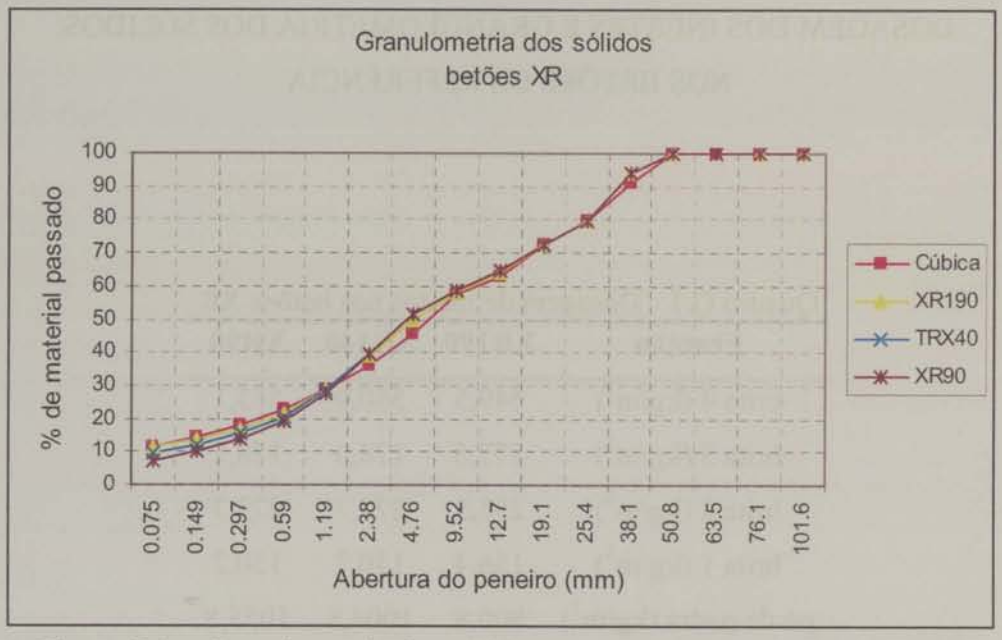


Figura G.1 – Granulometria dos sólidos (inertes e ligante) nos betões XR.

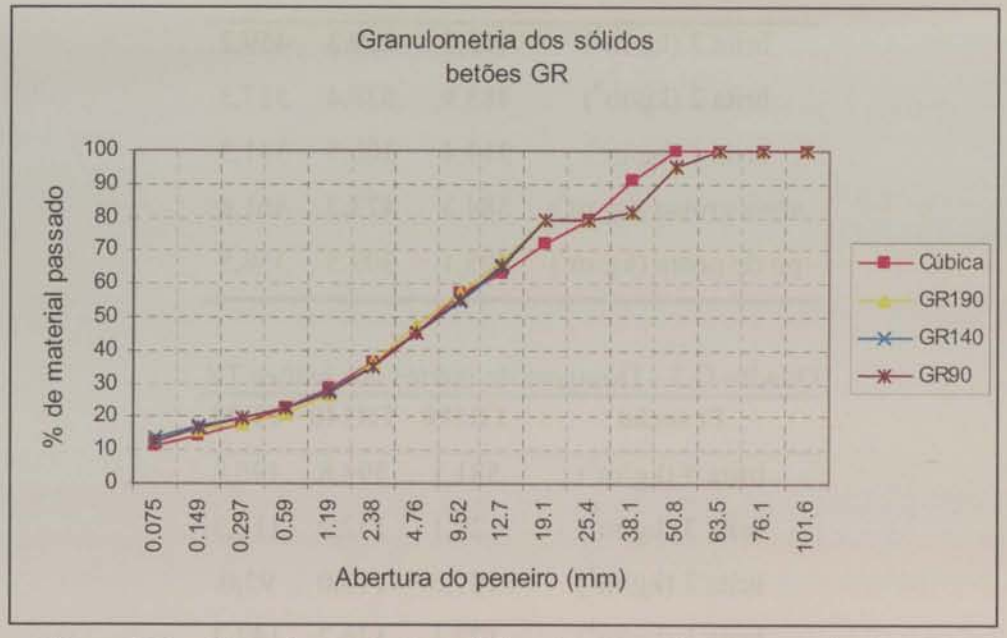


Figura G.2 – Granulometria dos sólidos (inertes e ligante) nos betões GR.

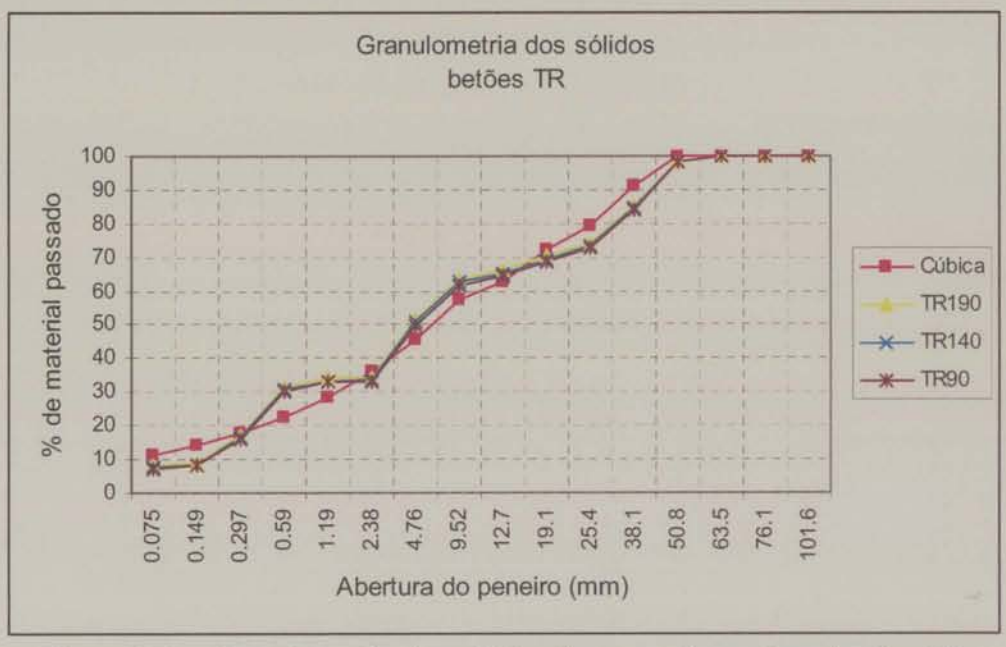


Figura G.3 – Granulometria dos sólidos (inertes e ligante) nos betões TR.

A curva cúbica corresponde a:

$$p\,(\%) = \sqrt[3]{\frac{d}{D}} * 100\,,$$

em que p é a percentagem dematerial passado, d representa a abertura do peneiro em milimetros e D a máxima dimensão do inerte também em milimetros.

ANEXO H

DETERMINAÇÃO DA DIFUSIBILIDADE

ANEXO H

DETERMINAÇÃO DA DIFUSIBILIDADE

A figura H.1 apresenta a solução da equação de Fourier, que é descrita na secção 4.9.3 deste trabalho, para provetes cúbicos.

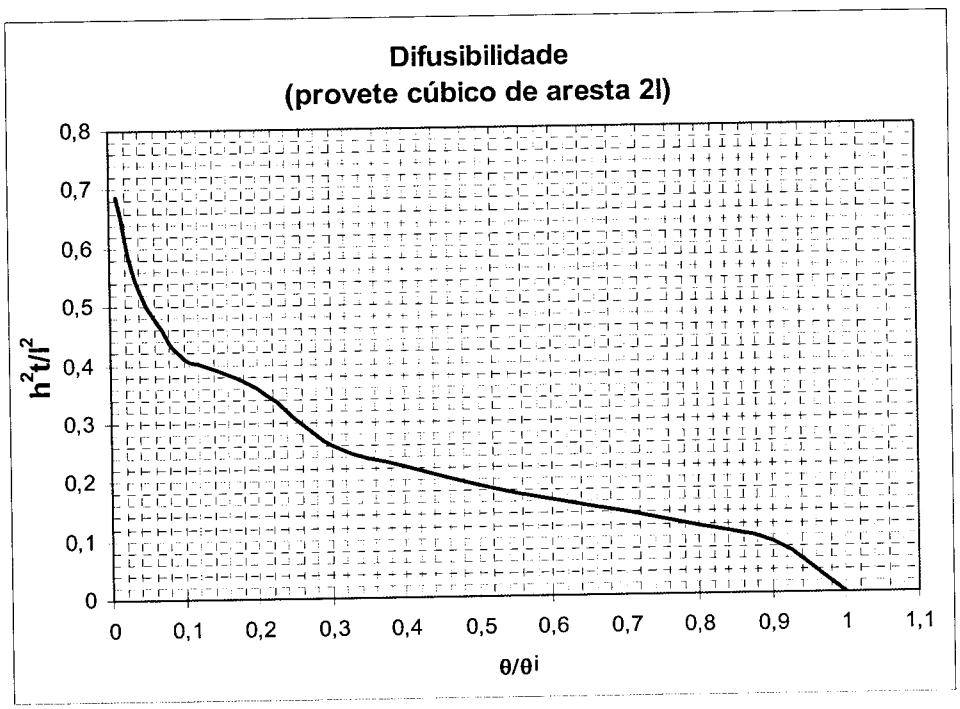


Figura H.1 - Solução da equação de Fourier para provetes cúbicos [288].

O valor de θ/θ_i é dado por:

$$\frac{\theta}{\theta_i} = \frac{\theta_{ct} - \theta_{st}}{\theta_{c0} - \theta_{s0}}.$$

Na expressão θ_{ct} é a temperatura no centro do cubo no instante t, θ_{st} é a temperatura na superfície do cubo no instante t, θ_{c0} é a temperatura no centro do cubo no instante inicial, θ_{s0} é a temperatura na superfície do cubo no instante inicial.

Entrando com um valor de θ/θ_i na figura H.1 obtém-se um valor para h^2t/l^2. Para obter a difusibilidade h^2 basta substituir l, que é a distância entre os dois pontos, por metade da aresta do cubo e t pelo tempo decorrido entre o instante inicial e a altura a que se refere as diferenças de temperatura.

EDIÇÕES LNEC
535

Divisão de Edições e Artes Gráficas do LNEC

O material designado genericamente por betão inclui na realidade uma enorme diversidade de diferentes materiais, que se podem distinguir quer pelas suas propriedades quer pelas suas aplicações. O betão compactado com cilindros (BCC) é um betão muito seco, o que permite usar os equipamentos utilizados no transporte e na compactação de solos em obras de BCC e assim atingir ritmos de construção mais elevados em obras de betão em massa, como são, por exemplo, as barragens de betão. O BCC surgiu na década de 80, mas as primeiras principais aplicações foram realizadas apenas na década de 90. Em Portugal, a primeira barragem neste material, a barragem de Pedrógão, começou a ser construída em 2003. Este livro apresenta uma contribuição muito útil para o conhecimento deste tipo de betão, indicando as suas características típicas, em função das formulações utilizadas.

O autor licenciou-se em Engenharia Civil, ramo de estruturas, pelo Instituto Superior Técnico (IST) no ano de 1987. É Mestre em Engenharia de Estruturas, também pelo IST, em 1991. Em 1999 é doutor em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com a dissertação sobre betão compactado com cilindros apresentada neste livro. Desde Janeiro de 1990 trabalha no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sendo Investigador Auxiliar do Núcleo de Betões do Departamento de Materiais. É autor de dezenas de comunicações sobre betão, no país e em diversos países da Europa, da Ásia e da América, em revistas, seminários, congressos e outras reuniões de trabalho. Em 2002 recebeu o prémio Manuel Rocha que o LNEC atribui a investigadores que se distinguem durante o seu período de formação.

FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
BIBLIOTECA
0000086602

ISBN 972-49-1994-3
9 789724 919942