



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS EM BETÃO

Miguel Costa Santos Nepomuceno

Provas de Aptidão Pedagógica e
Capacidade Científica.

Trabalho de Síntese.

Covilhã
1999

Trabalho de Síntese elaborado no âmbito das Provas de Aptidão Pedagógica e Capacidade Científica, em cumprimento do n.º 1 do artigo 58 da Lei n.º 19/80 do Estatuto da Carreira Docente Universitária sob orientação e co-orientação, respectivamente:

Prof. Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes

- Prof. Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da F.C.T.U.C.;
- Prof. Auxiliar Convocado do Departamento de Engenharia Civil da U.B.I..

Prof. Doutor Ryszard Kowalczyk

- Prof. Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da U.B.I..

Aos meus Pais
e Irmãos.

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho, que envolveu uma longa campanha de ensaios laboratoriais, contou directa e indirectamente com a inestimável colaboração de diversas pessoas, a quem o autor deseja, desta forma, expressar o seu agradecimento.

Ao Sr. Professor Sérgio M. R. Lopes, orientador científico deste trabalho, o autor agradece a total disponibilidade sempre demonstrada, a valiosa orientação científica e as inexcedíveis palavras de permanente incentivo e confiança. Igualmente, agradece ao Sr. Professor Ryszard Kowalczyk, a co-orientação e o apoio científico prestado.

À Universidade da Beira Interior o autor agradece todas as condições materiais e humanas proporcionadas e que permitiram levar a bom termo o presente trabalho, nomeadamente, nas pessoas do seu Magnífico Reitor, Sr. Professor Manuel J. dos Santos Silva, do Vice-Reitor e Presidente do C.D. da U.C.P. de Ciências de Eng., Sr. Professor Luís C. Carrilho Gonçalves, do Presidente do D.E.C., Sr. Professor J. P. Castro Gomes e do Director do Curso de Eng. Civil, Sr. Professor Andrzej Litewka. Agradece ainda à Fundação para a Ciência e Tecnologia, o apoio no âmbito do projecto de invest. PBIC/C/CEG/2384/95.

Ao Sr. Professor L. M. Ferreira Gomes e ao Sr. Eng.^o João S. Ramalho Eanes, o autor agradece o incentivo e a confiança que depositaram na concretização deste trabalho.

O autor agradece ainda ao Sr. Armando Miguel da Costa Trindade (aluno finalista do curso de Engenharia Civil) a valiosa colaboração prestada na execução dos trabalhos laboratoriais. Estes agradecimentos são extensíveis a outras pessoas que, embora em menor escala, colaboraram em alguns trabalhos pontuais, nomeadamente, o Técnico do Lab. de Geotecnia, Sr. Joaquim Varandas, e os alunos de Eng. Civil, Sra. Mónica Cordeiro Sr. Nuno Rosa, Sr. José Santos Silva, Sr. José Costa Riscado e Sr. Carlos Teófilo Loureiro.

A todos quantos, de algum modo, contribuíram para a concretização deste trabalho (amigos, colegas, alunos e funcionários da UBI) e que aqui não foram referidos, por ser impraticável a sua relação nominal, o autor agradece a atenção e dedicação de que foi alvo.

RESUMO ANALÍTICO

ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS EM BETÃO

No presente trabalho são passados em revista os principais métodos de ensaio não destrutivos, destinados a avaliar as diferentes propriedades do betão “in situ” e são tecidas a este respeito algumas considerações de âmbito geral.

Segue-se uma extensa revisão bibliográfica, retratando o actual estado do conhecimento de um conjunto de ensaios não destrutivos seleccionados por terem uma vasta aplicação em betões da gama de resistência normal e/ou por serem fáceis de operar e relativamente económicos ao ponto de justificar a sua aplicação corrente. Os ensaios estudados no presente trabalho são os seguintes: o ensaio de dureza superficial, utilizando o esclerómetro de Schmidt Tipo N; o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons, utilizando o aparelho “Pundit”; o ensaio da resistência à penetração, utilizando a Pistola de Windsor e uma Máquina Alternativa de Ensaio (testada para este efeito pela primeira vez); o ensaio da força de arranque, utilizando o sistema “Capo-test” e, ainda, o ensaio da tensão de tracção directa, utilizando o sistema “Bond-test”.

À revisão bibliográfica segue-se a descrição de um programa de ensaios experimental, que inclui: a aplicação de todos os ensaios acima listados em 11 lajes com betões de resistências à compressão que variaram desde os 17 MPa até aos 82 MPa; o ensaio à compressão de cubos de 150 mm de aresta curados juntamente com as lajes; a estimativa da resistência equivalente em cubos obtida de carotes extraídas dessas lajes e, ainda, o ensaio à compressão aos 28 dias de cubos padrão sujeitos a cura normalizada.

A variabilidade dos próprios ensaios é avaliada em pormenor; são apresentadas as correlações obtidas com a resistência à compressão; são avaliados e apresentados os limites de confiança de 95% para essas correlações; são discutidos os resultados obtidos, comparando-os com trabalhos similares observados na bibliografia consultada. Finalmente, são apresentadas as conclusões finais e sugeridos futuros trabalhos nesta área.

ABSTRACT

NON DESTRUCTIVE TESTS ON CONCRETE

In the present research work, the main non-destructive test methods to evaluate the in-situ properties of hardened concrete are reviewed and some general considerations on those methods are presented.

A state-of-the-art of a set of non-destructive test methods is also presented. The selection of the studied methods was based on its large application on normal strength concrete and/or its user friendly characteristics and low price to justify their current application. The studied methods are the following ones: the surface hardness test, using the Schmidt Hammer Type N; the ultrasonic pulse velocity measurement, using the "Pundit" apparatus; the penetration resistance test, using the Windsor Probe Test System and an Alternative Firing Apparatus (tested for the first time for this purpose); the pull-out test, using the Capo-test system and, finally, the pull-off test, using the Bond-test system.

The bibliographic review is followed by a description of the experimental tests which includes: the application of all the test methods listed above on 11 different slabs of concrete with different compressive strengths ranging from 17 MPa to 82 MPa; the compressive strength of 150 mm cubes cured among the slabs; the evaluation of equivalent cube compressive strength, using cores extracted from the same slabs and, also, the compressive strength of standard cubes cured under standard condition and tested at 28 days for potential cube strength.

The within-test variability (also called "repeatability") is evaluated in detail, the obtained correlations with compressive strengths are presented, 95% confidence limits for such correlations are evaluated and reported, the obtained results are discussed and compared with similar research works observed on the bibliographic review. Finally, conclusions are presented and future research work on this subject is suggested.

ÍNDICE

	Pág.
CAPÍTULO 1 – Introdução	
1.1 – Generalidades	3
1.2 – Objectivos e justificação do tema proposto	9
1.3 – Organização do trabalho	12
CAPÍTULO 2 – Considerações acerca dos métodos de ensaio não destrutivos	
2.1 – Classificação	17
2.2 – Aplicações	18
2.3 – Planificação de um estudo de avaliação do betão	20
2.3.1 – Aspectos genéricos	20
2.3.2 – Escolha do(s) método(s) de ensaio não destrutivo(s)	23
2.3.2.1 – Ensaio não destrutivo para comparação qualitativa dos betões	27
2.3.2.2 – Ensaio não destrutivo para quantificação da resistência “in situ”	28
2.3.2.3 – Ensaio não destrutivo para avaliação da durabilidade	30
2.3.3 – Localização dos ensaios	30
2.3.4 – Número de ensaios	36
2.4 – Análise e obtenção de correlações com a resistência	37
2.4.1 – Generalidades	37
2.4.2 – Análise das correlações existentes	38
2.4.3 – Obtenção de novas correlações	40
2.5 – Interpretação dos resultados	43
2.5.1 – Introdução	43
2.5.2 – Tratamento dos dados	44

2.5.3 – Análise da variabilidade	45
2.5.3.1 – Introdução	45
2.5.3.2 – Variabilidade do próprio ensaio	45
2.5.3.3 – Variabilidade das propriedades do betão “in situ”	46
2.5.4 – Estimativa da resistência “in situ”	47
2.5.4.1 – Introdução	47
2.5.4.2 – Estimativa da resistência “in situ” para verificação da conformidade	48
2.5.4.3 – Estimativa da resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento	59

CAPÍTULO 3 – Ensaio de medição da dureza superficial

3.1 – Introdução	63
3.2 – Aplicações	65
3.3 – Equipamentos de ensaio	67
3.4 – Procedimentos de ensaio	73
3.5 – Factores que influenciam os resultados do ensaio	76
3.6 – Obtenção de correlações com a resistência	83
3.6.1 – Correlações laboratoriais	83
3.6.2 – Correlações “in situ”	85
3.7 – Interpretação dos resultados	85
3.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio	85
3.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência	86
3.8 – Conclusões	87

CAPÍTULO 4 – Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

4.1 – Introdução	91
4.2 – Aplicações	93

	Pág.
4.3 – Equipamentos de ensaio	96
4.4 – Procedimentos de ensaio	99
4.4.1 – Medição da velocidade de propagação dos ultra-sons	99
4.4.2 – Estimativa da espessura de uma camada de revestimento	102
4.4.3 - Estimativa da profundidade de uma fenda superficial	103
4.4.4 - Estimativa do módulo de elasticidade	105
4.5 – Factores que afectam as leituras dos ensaios	106
4.6 – Obtenção de correlações com a resistência	112
4.6.1 – Correlações laboratoriais	112
4.6.2 – Correlações “in situ”	113
4.7 – Interpretação dos resultados	114
4.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio	114
4.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência	114
4.8 – Conclusões	115
CAPÍTULO 5 – Ensaio de medição da resistência à penetração	
5.1 – Introdução	119
5.2 – Aplicações	123
5.3 – Equipamentos de ensaio	125
5.3.1 – Pistola de Windsor	125
5.3.2 – Máquina Alternativa de Ensaio	127
5.4 – Procedimentos de ensaio	129
5.4.1 – Pistola de Windsor	129
5.4.2 – Máquina Alternativa de Ensaio	133
5.5 – Factores que influenciam os resultados do ensaio	136
5.6 – Obtenção de correlações com a resistência	138

	Pág.
5.6.1 – Correlações laboratoriais	138
5.6.2 – Correlações “in situ”	139
5.7 – Interpretação dos resultados	139
5.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio	140
5.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência	141
5.8 – Conclusões	141

CAPÍTULO 6 – Ensaio de arranque

6.1 – Introdução	145
6.2 – Aplicações	155
6.3 – Equipamentos de ensaio	156
6.4 – Procedimentos de ensaio	162
6.5 – Factores que afectam os resultados do ensaio	171
6.6 – Obtenção de correlações com a resistência	173
6.6.1 – Correlações laboratoriais	173
6.6.2 – Correlações “in situ”	179
6.7 – Interpretação dos resultados	179
6.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio	180
6.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência	182
6.8 – Combinação de métodos de ensaio	186
6.9 – Conclusões	189

CAPÍTULO 7 – Ensaio de tracção directa

7.1 – Introdução	193
7.2 – Aplicações	195
7.3 – Equipamentos de ensaio	196

	Pág.
7.4 – Procedimentos de ensaio	201
7.5 – Factores que afectam as correlações com a resistência	206
7.6 – Obtenção de correlações com a resistência	210
7.6.1 – Correlações laboratoriais	210
7.6.2 – Correlações “in situ”	212
7.7 – Interpretação dos resultados	212
7.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio	212
7.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência	212
7.8 – Conclusões	213
CAPÍTULO 8 – Ensaio complementares em carotes “padrão”	
8.1 – Introdução	217
8.2 – Aplicações	218
8.3 – Procedimentos de ensaio	218
8.3.1 – Escolha da localização dos ensaios e das dimensões das carotes	218
8.3.2 – Carotagem, leituras, preparação dos provetes e inspecção visual	220
8.3.3 – Ensaio à compressão das carotes	222
8.4 – Factores que afectam os resultados	223
8.4.1 – Introdução	223
8.4.2 – Influências devidas às características do betão	223
8.4.3 – Influências devidas às variáveis de ensaio	225
8.5 – Estimativa da resistência equivalente em cubos	228
8.5.1 – Introdução	228
8.5.2 – Estimativa da resistência “in situ” referida a provetes cúbicos	230
8.5.3 – Estimativa da resistência potencial referida a provetes cúbicos	232
8.6 – Interpretação dos resultados	234

	Pág.
8.6.1 – Variabilidade do próprio ensaio	234
8.6.2 – Limites de confiança da estimativa da resistência	234
8.7 – Conclusões	235
CAPÍTULO 9 – Descrição do programa experimental	
9.1 – Introdução	239
9.2 – Procedimentos de ensaio	244
9.2.1 – Fabricação dos provetes para ensaio	244
9.2.1.1 – Introdução	244
9.2.1.2 – Betões da gama de resistência normal	245
9.2.1.3 – Betões da gama de alta resistência	248
9.2.1.3 – Classificação do inerte grosso na escala de dureza de Mohs	250
9.2.2 – Ensaio de medição da dureza superficial	251
9.2.3 – Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons	254
9.2.4 – Ensaio de medição da resistência à penetração	256
9.2.4.1 – Introdução	256
9.2.4.2 – Betões da gama de resistência normal	256
9.2.4.3 – Betões da gama de alta resistência	259
9.2.5 – Ensaio de arranque	259
9.2.6 – Ensaio de tracção directa	261
9.2.7 – Ensaio complementares	264
9.2.7.1 – Introdução	264
9.2.7.2 – Ensaio à compressão de provetes cúbicos padrão	264
9.2.7.3 – Ensaio à compressão de carotes “padrão”	267

CAPÍTULO 10 – Apresentação e discussão dos resultados experimentais

10.1 – Introdução	273
10.2 – Apresentação dos resultados	274
10.2.1 – Introdução	274
10.2.2 – Ensaios de medição da dureza superficial	274
10.2.3 – Ensaios de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons	276
10.2.4 – Ensaios de medição da resistência à penetração	277
10.2.5 – Ensaios de arranque	279
10.2.6 – Ensaios de tracção directa	280
10.2.7 – Ensaios complementares	281
10.3 – Discussão dos resultados	283
10.3.1 – Introdução	283
10.3.2 – Ensaios de medição da dureza superficial	283
10.3.2.1 – Variabilidade do próprio ensaio	283
10.3.2.2 – Análise das correlações obtidas	287
10.3.3 – Ensaios de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons	293
10.3.3.1 – Variabilidade do próprio ensaio	293
10.3.3.2 – Análise das correlações obtidas	296
10.3.3.3 – Enquadramento com resultados de outras investigações	297
10.3.4 – Ensaios de medição da resistência à penetração	300
10.3.4.1 – Variabilidade do próprio ensaio	300
10.3.4.2 – Análise das correlações obtidas	305
10.3.5 – Ensaios de arranque	309
10.3.5.1 – Variabilidade do próprio ensaio	309
10.3.5.2 – Análise das correlações obtidas	312
10.3.6 – Ensaios de tracção directa	319

	Pág.
10.3.6.1 – Variabilidade do próprio ensaio	319
10.3.6.2 – Análise das correlações obtidas	321
10.3.7 – Ensaio complementares em carotes	326
10.3.7.1 – Variabilidade do ensaio à compressão de carotes	326
10.3.7.2 – Resistência à compressão de carotes versus resistência potencial e resistência “in situ”	328
10.4 – Conclusões	330
10.4.1 – Ensaio de medição da dureza superficial	330
10.4.2 – Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons	331
10.4.3 – Ensaio de medição da resistência à penetração	333
10.4.4 – Ensaio de arranque	335
10.4.5 – Ensaio de tração directa	338
10.4.6 – Ensaio complementares em carotes	339
CAPÍTULO 11 – Conclusões e recomendações para trabalhos futuros	
11.1 – Introdução	343
11.2 – Conclusões	343
11.3 – Recomendações para trabalhos futuros	355
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	357
ANEXOS	
A.1 – Síntese do estudo da composição de betões	371
A.1.1 – Betões da gama de resistência normal	373
A.1.2 – Betões da gama de alta resistência	381
A.2 – Resultados dos ensaios de medição da dureza superficial do betão	389

	Pág.
A.3 – Resultados dos ensaios de medição da velocidade de propagação de ultra-sons no betão	401
A.4 – Resultados dos ensaios de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Pistola de Windsor	411
A.5 – Resultados dos ensaios de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Máquina Alternativa de Ensaio	415
A.6 – Resultados dos ensaios de arranque “Pull-out” (Capo-test)	419
A.7 – Resultados dos ensaios de tracção directa “Pull-off” (Bond-test)	423
A.8 – Resultados dos ensaios à compressão de carotes de betão	427

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
2.1	Etapas típicas de um programa de ensaios 24
2.2	Tendência geral da variação relativa da resistência no interior de um betão normal, de acordo com o tipo de elemento 34
2.3	Contornos típicos das percentagens relativas da resistência no interior de uma viga 34
2.4	Contornos típicos das percentagens relativas da resistência no interior de uma parede resistente 35
2.5	Relação entre o desvio padrão e a resistência média de provetes padrão obtida em betões produzidos “in situ” 58
3.1	Martelo de Schmidt do Tipo N 69
3.2	Secção longitudinal do esclerómetro de Schmidt do Tipo N 69
3.3	Execução do teste de aferição de um esclerómetro do Tipo N 71
3.4	Correlação entre a resistência à compressão e o número de ressalto para um aparelho do Tipo N fornecido pela PROCEQ, SA 87
4.1	Esquema do aparelho de ultra-sons 97
4.2	Aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons 98
4.3	Operação de aferição do aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons 99
4.4	Tipo de leituras em função da disposição dos transdutores 100
4.5	Representação gráfica para a obtenção da velocidade média da onda 101

	Pág.
4.6	Representação gráfica da localização da descontinuidade entre duas camadas com velocidades de propagação diferentes 103
4.7	Determinação da profundidade de zonas fendilhadas 104
4.8	Influência das armaduras paralelas ao percurso dos ultra-sons 110
4.9	Influência das armaduras perpendiculares ao percurso dos ultra-sons 111
5.1	Rotura típica de um betão endurecido após penetração da sonda 120
5.2	Aparelho de ensaio de penetração do pino metálico 121
5.3	Representação esquemática do princípio do pistão 122
5.4	Pistola de Windsor e respectivos acessórios 127
5.5	Representação esquemática da Máquina Alternativa de Ensaio 128
5.6	Execução da leitura média de três ensaios com base no sistema de pratos triangulares de medição da Pistola de Windsor 132
5.7	Leitura individual da distância exposta de uma sonda no ensaio com a Pistola de Windsor 133
5.8	Medição da altura exposta do prego quando se utilizou a Máquina Alternativa de Ensaio 136
6.1	Esquema do ensaio de arranque 146
6.2	Geometrias do ensaio de arranque 148
6.3	Mecanismo da interface de bloqueio do inerte 152
6.4	Trajectórias das tensões de compressão e tracção num ensaio de arranque 153
6.5	Modelo de elementos finitos (deformado) para o ensaio de arranque 154
6.6	Etapas do mecanismo de rotura do ensaio de arranque 155
6.7	Secção longitudinal da máquina hidráulica de tracção 158

	Pág.
6.8	Sondas do ensaio “Lok-test” 158
6.9	Acessórios do mecanismo de arranque do ensaio “Lok-test” 159
6.10	Unidade de expansão da bucha no ensaio “Capo-test” 160
6.11	Buchas expansivas utilizadas no ensaio “Capo-test” 160
6.12	Prato de sucção, bomba de vácuo e disco diamantado de desbaste 161
6.13	Tipos de roturas num ensaio “Lok-test” 164
6.14	Tipos de roturas num ensaio “Capo-test” 164
6.15	Fase 2 do ensaio “Capo-test” 165
6.16	Fase 3 do ensaio “Capo-test” 165
6.17	Carotes extraídas no ensaio “Capo-test” 166
6.18	Fase 4 do ensaio “Capo-test” 166
6.19	Fase 5 do ensaio “Capo-test” 167
6.20	Fase 6 do ensaio “Capo-test” 168
6.21	Fase 7 do ensaio “Capo-test” 168
6.22	Fase 8 do ensaio “Capo-test” 169
6.23	Fase 8 do ensaio “Capo-test” 170
6.24	Fase 9 do ensaio “Capo-test” 170
6.25	Fragmentos tronco-cónicos extraídos no ensaio “Capo-test” 171
6.26	Correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão de cilindros padrão obtidas por diferentes autores 184
6.27	Correlação recomendada entre a força de arranque e a resistência à compressão de cilindros padrão 184
6.28	Correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão de cubos padrão obtidas por diferentes autores 185
6.29	Correlação recomendada entre a força de arranque e a resistência à compressão de cubos padrão 186

	Pág.
6.30	Medidor de maturidade “Coma-Meter” 188
6.31	Instalação do medidor “Coma-Meter” 188
7.1	Ensaio de tracção directa (Pull-off) 194
7.2	Equipamento de ensaio “Limpet” 196
7.3	Equipamento de ensaio “Hydrajaws” 197
7.4	Equipamento de ensaio “Bond-test” 197
7.5	Rectificação por desbaste da superfície 198
7.6	Colagem do disco metálico 198
7.7	Carotagem parcial (caroteadora tipo “Corecase”) 199
7.8	Fixação do equipamento de carotagem em superfícies irregulares 200
7.9	Acessórios do mecanismo de arranque do disco metálico 201
7.10	Execução do ensaio “Pull-off” usando o sistema “Bond-test” 205
7.11	Rotura típica de um ensaio “Pull-off” por carotagem parcial 205
7.12	Tensão de tracção “Pull-off” versus resistência à compressão para diferentes tipos de inertes 207
7.13	Influência da relação espessura/diâmetro do disco no ensaio “Pull-off” 209
7.14	Correlação típica entre a tensão de tracção “Pull-off” e a resistência à compressão em cubos 213
8.1	Direcções de carotagem 220
8.2	Factor de correcção para contabilizar o efeito do excesso de vazios 224
8.3	Influência da relação comprimento/diâmetro das carotes 229
9.1	Betoneira de eixo móvel e molde metálico utilizados no fabrico do betão 247

	Pág.
9.2	Mesa vibratória utilizada para compactar o betão dos provetes padrão e das lajes de ensaio 247
9.3	Inertes utilizados e conjunto de minerais da escala de Mohs 251
9.4	Execução do ensaio de dureza segundo a direcção vertical 252
9.5	Medição da velocidade de propagação dos ultra-sons 255
9.6	Realização de um ensaio com a Pistola de Windsor 257
9.7	Discos e lajes de ensaio utilizados em betões da gama de resistência normal 262
9.8	Ensaio “Bond-test” em betões da gama de resistência normal 262
9.9	Discos e lajes de ensaio utilizados em betões da gama de alta resistência 263
9.10	Máquina utilizada no ensaio à compressão de provetes de betão 265
9.11	Geometria de rotura típica observada nos ensaios de provetes cúbicos padrão 265
9.12	Tanques de cura 266
9.13	Caroteadora utilizada e direcção de carotagem das lajes de ensaio 268
9.14	Exemplo de uma carote extraída das lajes de ensaio 268
10.1	Variação do desvio padrão em função do número de ressalto medido em betões de diferentes resistências e diferentes composições 285
10.2	Coeficiente de variação em função do número de ressalto medido em betões de diferentes resistências e diferentes composições 286
10.3	Coeficiente de variação do número de ressalto em função da resistência à compressão de betões de diferente composição 287
10.4	Número de ressalto, R, versus resistência à compressão – Direcção vertical 289

10.5	Número de ressalto, R, versus resistência à compressão – Direcção horizontal	289
10.6	Relação entre números de ressalto nas direcções vertical e horizontal	290
10.7	Número de ressalto, R, versus resistência à compressão – Direcção vertical	292
10.8	Número de ressalto, R, versus resistência à compressão – Direcção horizontal	292
10.9	Relação entre números de ressalto nas direcções vertical e horizontal	293
10.10	Desvio padrão versus valor médio da velocidade dos ultra-sons	294
10.11	Coeficiente de variação versus valor médio da velocidade dos ultra-sons ...	294
10.12	Desvio padrão da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	295
10.13	Coeficiente de variação da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	296
10.14	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão para betões da gama de resistência normal	297
10.15	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão em betões da gama de resistência normal	297
10.16	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão em betões da gama de alta resistência	298
10.17	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão em betões da gama de alta resistência	299
10.18	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	301
10.19	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	301
10.20	Resistência à compressão versus coeficiente de variação da distância exposta usando a Máquina Alternativa de Ensaio	304

	Pág.
10.21 Resistência à penetração versus resistência à compressão, em betões de resistência normal, usando a Pistola de Windsor	305
10.22 Resistência à penetração versus resistência à compressão, em betões de resistência normal, usando a Máquina Alternativa de Ensaio	306
10.23 Resistência à penetração versus resistência à compressão, em betões de alta resistência, usando a Máquina Alternativa de Ensaio	307
10.24 Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão de betões de alta resistência usando a Máquina Alternativa de Ensaio	308
10.25 Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência à compressão de betões de alta resistência usando a Máquina Alternativa de Ensaio	308
10.26 Desvio padrão da força de arranque numa localização em função da resistência	309
10.27 Coeficiente de variação da força de arranque numa localização em função da resistência	310
10.28 Força de arranque “Capo-test” versus resistência à compressão equivalente em cubos	312
10.29 Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos usando o ensaio de arranque “Capo-test”	313
10.30 Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos usando o ensaio de arranque “Capo-test”	314
10.31 Comparação dos resultados obtidos para o ensaio de arranque “Capo-test” com correlações gerais apresentadas por Krenchel e Petersen	315

	Pág.
10.32	Força de arranque “Capo-test” versus resistência potencial do betão 316
10.33	Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência potencial usando o ensaio de arranque “Capo-test”..... 317
10.34	Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência potencial usando o ensaio de arranque “Capo-test”..... 317
10.35	Comparação da correlação obtida na estimativa da resistência potencial, utilizando o “Capo-test”, com a correlação geral de Krenchel e Petersen 318
10.36	Comparação da correlação obtida na estimativa da resistência potencial, utilizando o “Capo-test”, com a correlação geral de Krenchel e Petersen 319
10.37	Desvio padrão da tensão de tracção (Bond-test) numa localização em função da resistência 320
10.38	Coeficiente de variação da tensão de tracção (Bond-test) numa localização em função da resistência 321
10.39	Força de tracção (Bond-test) versus resistência equivalente em cubos 322
10.40	Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tracção directa (Bond-test) 323
10.41	Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tracção directa (Bond-test) 323
10.42	Tensão de tracção (Bond-test) versus resistência equivalente em cubos 324
10.43	Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tracção directa (Bond-test) 325
10.44	Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tracção directa (Bond-test) 325
10.45	Desvio padrão da resistência equivalente em cubos 327
10.46	Resistência equivalente em cubos versus resistência potencial 328
10.47	Limites de confiança de 95% para a relação entre a resistência potencial e a resistência equivalente em cubos 329

ÍNDICE DE QUADROS

	Pág.
2.1	Resumo dos principais métodos de ensaio não destrutivos 21
2.2	Número de leituras individuais válidas, necessárias para representar uma localização, para diferentes métodos 37
2.3	Parâmetros medidos pelos ensaios e tratamento dos dados por localização 44
2.4	Coeficientes de variação típicos de alguns dos ensaios 46
2.5	Comparação entre as resistências “in situ” e em provetes padrão 49
2.6	Características das correlações com a resistência “in situ” em diferentes métodos de ensaio não destrutivos 49
2.7	Factor de tolerância “in situ” para um nível de confiança de 95% sugerido em função do número de resultados 52
2.8	Classificação do padrão de controle da produção dos betões com resistências até 35 MPa 56
2.9	Desvios padrão em MPa em função das condições de produção do betão .. 57
2.10	Valores típicos do desvio padrão dos provetes cúbicos utilizados no controle de produção 57
2.11	Valores máximos dos parâmetros definidores da qualidade referidos pelo RBLH 58
4.1	Relação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons no betão e os módulos de elasticidade estático e dinâmico 106
5.1	Resultados obtidos por diferentes autores utilizando a Pistola de Windsor .. 140

	Pág.
6.1	Variabilidade do ensaio de arranque em provetes moldados em laboratório 180
6.2	Variabilidade do ensaio de arranque em betões moldados “in situ” 181
10.1	Medição da dureza superficial em betões da gama de resistência normal ... 275
10.2	Medição da dureza superficial em betões da gama de alta resistência 275
10.3	Ensaio ultra-sónico em betões da gama de resistência normal 276
10.4	Ensaio ultra-sónico em betões da gama de resistência normal 276
10.5	Ensaio ultra-sónico em betões da gama de alta resistência 277
10.6	Ensaio ultra-sónico em betões da gama de alta resistência 277
10.7	Resistência à penetração em betões da gama de resistência normal 276
10.8	Resistência à penetração em betões da gama de alta resistência 278
10.9	Ensaio de arranque “Pull-out” com base no sistema “Capo-test” 279
10.10	Ensaio de arranque “Pull-out” com base no sistema “Capo-test” 280
10.11	Ensaio de tracção directa “Pull-off” com base no sistema “Bond-test” 281
10.12	Resultados dos ensaios de cubos e de carotes 282
10.13	Coeficiente de variação da distância exposta para as diferentes técnicas do ensaio de resistência à penetração utilizadas neste trabalho 303
11.1	Síntese da análise da variabilidade dos ensaios não destrutivos realizados no presente trabalho 351
11.2	Síntese da análise da variabilidade dos ensaios complementares realizados no presente trabalho 352
11.3	Síntese da análise das correlações com a resistência obtidas no presente trabalho para os ensaios não destrutivos 353
11.4	Correlação entre a resistência potencial e a resistência equivalente em cubos (a partir de carotes), obtida no presente trabalho 354

ANEXOS

A.1	Dados referentes ao estudo da composição do betão N15	375
A.2	Dados referentes ao estudo da composição do betão N27	376
A.3	Dados referentes ao estudo da composição do betão N29	377
A.4	Dados referentes ao estudo da composição do betão N30	378
A.5	Dados referentes ao estudo da composição do betão N31	379
A.6	Dados referentes ao estudo da composição do betão N33	380
A.7	Dados referentes ao estudo da composição do betão N34	383
A.8	Dados referentes ao estudo da composição do betão N35	384
A.9	Dados referentes ao estudo da composição do betão N36	385
A.10	Dados referentes ao estudo da composição do betão N37	386
A.11	Dados referentes ao estudo da composição do betão N38	387
A.12	Ensaio de dureza superficial na laje N27	391
A.13	Ensaio de dureza superficial na laje N27	391
A.14	Ensaio de dureza superficial na laje N29	392
A.15	Ensaio de dureza superficial na laje N29	392
A.16	Ensaio de dureza superficial na laje N30	393
A.17	Ensaio de dureza superficial na laje N30	393
A.18	Ensaio de dureza superficial na laje N31	394
A.19	Ensaio de dureza superficial na laje N31	394
A.20	Ensaio de dureza superficial na laje N33	395
A.21	Ensaio de dureza superficial na laje N33	395
A.22	Ensaio de dureza superficial na laje N34	396
A.23	Ensaio de dureza superficial na laje N34	396
A.24	Ensaio de dureza superficial na laje N35	397

	Pág.
A.25	Ensaio de dureza superficial na laje N35 397
A.26	Ensaio de dureza superficial na laje N36 398
A.27	Ensaio de dureza superficial na laje N36 398
A.28	Ensaio de dureza superficial na laje N37 399
A.29	Ensaio de dureza superficial na laje N37 399
A.30	Ensaio de dureza superficial na laje N38 400
A.31	Ensaio de dureza superficial na laje N38 400
A.32	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N27 segundo a direcção de betonagem 403
A.33	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N27 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 403
A.34	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N29 segundo a direcção de betonagem 403
A.35	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N29 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 404
A.36	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N30 segundo a direcção de betonagem 404
A.37	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N30 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 404
A.38	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N31 segundo a direcção de betonagem 405
A.39	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N31 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 405
A.40	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N33 segundo a direcção de betonagem 405

	Pág.
A.41	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N33 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 406
A.42	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N34 segundo a direcção de betonagem 406
A.43	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N34 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 406
A.44	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N35 segundo a direcção de betonagem 407
A.45	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N35 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 407
A.46	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N36 segundo a direcção de betonagem 408
A.47	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N36 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 408
A.48	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N37 segundo a direcção de betonagem 409
A.49	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N37 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 409
A.50	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N38 segundo a direcção de betonagem 410
A.51	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N38 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem 410
A.52	Ensaio de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Pistola de Windsor 413
A.53	Ensaio de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Máquina Alternativa de Ensaio 417

	Pág.
A.54	Ensaio de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Máquina Alternativa de Ensaio 418
A.55	Ensaio de arranque “Pull-out” utilizando o sistema “Capo-test” 421
A.56	Ensaio de tracção directa “Pull-off” utilizando o sistema “Bond-test” 425
A.57	Ensaio à compressão de carotes de betão extraídas das lajes de ensaio 429

SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute, Detroit (USA).
APEB	- Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto.
ASCE	- American Society of Civil Engineers, New York (USA).
ASTM	- American Society for Testing and Materials, Philadelphia (USA).
BS	- British Standard.
BSI	- British Standards Institution, London.
DIN	- Deutsches Institut für Normung, Berlin (RFA).
EC2	- Eurocódigo 2.
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte.
ISO	- International Organization for Standardization.
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (Portugal).
NP	- Norma Portuguesa.
RBLH	- Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado.
RILEM	- Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions, Paris (France).
UBI	- Universidade da Beira Interior.

SIMBOLOGIA

λ	Factor de probabilidade de 95% para uma distribuição normal
ρ	Densidade
ϕ_c	Diâmetro da carote
ν_d	Coeficiente dinâmico de Poisson
λ_i	Relação comprimento / diâmetro da carote i (após preparação)
ϕ_r	Diâmetro do varão perpendicular ao eixo da carote
cv	Coeficiente de variação de um conjunto de valores
d	Distância do eixo do varão à extremidade mais próxima da carote
D_a	Densidade do betão saturado de água
D_c	Densidade do material de capeamento
D_p	Densidade potencial em cubos padrão, aos 28 dias
E	Valor médio da distância exposta no ensaio de resistência à penetração
e	Espessura de uma camada superficial de betão avaliada por ultra-sons
ECS	Valor médio da estimativa da resistência à compressão “in situ” equivalente em cubos, obtida a partir de carotes extraídas de uma localização
ECS(i)	Estimativa da resistência à compressão “in situ” equivalente em cubos, para a carote (i)
Ed	Módulo de elasticidade dinâmico
E_i	Distância exposta no ensaio (i) de medição da resistência à penetração
Es	Módulo de elasticidade estático
E_v	Estimativa da percentagem de vazios em excesso
F	Valor médio da força de rotura à tracção directa “pull-off” numa localização
F_{λ_i}	Factor de correcção da relação l/d em carotes

f'_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão “in situ”, estimada por ensaios não destrutivos
f'_{cm}	Valor médio da tensão de rotura à compressão do betão “in situ”, estimada por ensaios não destrutivos
F_c	Factor de correcção devido à presença de armaduras perpendiculares ao eixo das carotes
f_{ci}	Tensão de rotura à compressão da amostra i
$f_{ci, \lambda i}$	Tensão de rotura à compressão da carote (i) com altura/diâmetro igual a λi
$f_{ci,28}$	Resistência potencial à compressão do betão da amostra padrão i, aos 28 dias de idade (quando submetida a preparação, cura e ensaio normalizados)
$f_{ci,cil}$	Tensão de rotura à compressão no cilindro padrão i (150 mm x 300 mm)
$f_{ci,cub}$	Tensão de rotura à compressão do provete cúbico padrão i (150 mm de aresta)
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão de n amostras de betão ($f_{c1,28}, f_{c2,28}, \dots, f_{cn,28}$)
$f_{ck,cil}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão de n cilindros padrão com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura ($f_{c1,cil}, f_{c2,cil}, \dots, f_{cn,cil}$)
$f_{ck,cub}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão de n provetes cúbicos padrão de 150 mm de aresta ($f_{c1,cub}, f_{c2,cub}, \dots, f_{cn,cub}$)
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura à compressão de n amostras de betão ($f_{c1}, f_{c2}, \dots, f_{cn}$)
$f_{cm,28}$	Valor médio da resistência potencial do betão de várias amostras padrão, aos 28 dias de idade (quando submetidas a preparação, cura e ensaio normalizados)
$f_{cm,cil}$	Valor médio da tensão de rotura à compressão de n cilindros padrão com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura ($f_{c1,cil}, f_{c2,cil}, \dots, f_{cn,cil}$)
$f_{cm,cub}$	Valor médio da tensão de rotura à compressão de n provetes cúbicos padrão de 150 mm de aresta ($f_{c1,cub}, f_{c2,cub}, \dots, f_{cn,cub}$)
F_i	Força de rotura à tracção directa “pull-off” no ensaio (i)

F_v	Factor de correcção do excesso de vazios em carotes
h	Profundidade de fendilhação avaliada por ultra-sons
k	Factor de tolerância “in situ” para um nível de confiança de 95%
L	Comprimento do percurso da onda ultra-sónica
l	Comprimento da carote antes do capeamento
L_s	Comprimento do percurso da onda ultra-sónica ao longo de um varão
M_{20}	Maturidade equivalente a 20 °C
n	Número de leituras individuais (1,2,...,n)
P	Valor médio da força de arranque “Capo-test” numa localização
PCS	Valor médio da estimativa da resistência potencial à compressão em cubos, obtida a partir de carotes extraídas de uma localização
$PCS(i)$	Estimativa da resistência potencial à compressão em cubos, para a carote (i)
P_i	Força de arranque “Capo-test” no ensaio (i)
R	Valor médio do número de ressalto do esclerómetro numa localização
R_a	Número de ressalto do esclerómetro quando aplicado na bigorna
R_i	Número de ressalto do esclerómetro no ensaio (i)
R_r	Número de ressalto de referência na bigorna para aferição do esclerómetro
S'_n	Desvio padrão de um conjunto de n leituras obtidas por estimativa
S_n	Desvio padrão de um conjunto de n leituras directas
T	Valor médio da tensão de rotura à tracção directa “pull-off” numa localização
t	Tempo de percurso dos ultra-sons
T_i	Tensão de rotura à tracção directa “pull-off” obtida no ensaio (i)
V	Velocidade de propagação dos ultra-sons no betão
V_c	Velocidade dos ultra-sons corrigida devido à presença de armaduras
V_m	Velocidade dos ultra-sons na presença de armaduras
V_s	Volume das armaduras presentes nas carotes
V_t	Volume das carotes saturadas e com a superfície seca, após o capeamento

- V_u Volume das carotes depois de cortadas (pesagens hidrostáticas)
- W_s Massa das armaduras presentes nas carotes
- W_t Massa das carotes saturadas e com a superfície seca, após o capeamento

INTRODUÇÃO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 - Generalidades

Muitas das propriedades do betão podem ser inferidas a partir do conhecimento da sua resistência à compressão, sendo esta frequentemente a única propriedade medida e consequentemente o único critério utilizado em obras correntes para avaliar a qualidade do betão endurecido. A conformidade da resistência à compressão do betão colocado numa estrutura é normalmente avaliada com recurso ao ensaio à compressão aos 28 dias de idade de um conjunto de provetes padrão do mesmo betão curados de forma normalizada [28, 34, 38, 72, 78].

Os resultados dos ensaios à compressão de provetes padrão assim obtidos são indiscutivelmente úteis no controle de qualidade e verificação da conformidade do betão tal como é produzido. Contudo, estes valores representam apenas uma medida da “resistência potencial” do betão, podendo diferir da “resistência real” verificada “in situ”. Estas diferenças poderão dever-se essencialmente à forma como se processa a colocação e compactação do betão, aos efeitos resultantes da não homogeneidade da mistura (segregação e exsudação) e às diferenças nas condições de cura (condições de humidade e de temperatura). Em síntese, em idades curtas, é muito pouco provável que os resultados do ensaio à compressão de provetes sujeitos a cura normalizada representem quantitativamente a capacidade de carga do betão “in situ” e, aos 28 dias de idade, fornecerão apenas um valor da sua resistência potencial.

As diferenças aos 28 dias entre as resistências “in situ” e em provetes padrão parecem acentuar-se ainda mais em betões de alta resistência quando a cura se processa com os provetes imersos em água. Neste caso, o fornecimento de humidade ao betão poderá conduzir a graus de hidratação muito superiores àqueles registados “in situ”, onde os

efeitos de auto-dessecação, pelo contrário, poderão ser impeditivos da sua prossecução, como confirmam os trabalhos de Price e Hynes [79].

O conhecimento, tão próximo quanto possível, do valor da resistência do betão “in situ” é, em muitas situações, necessário e imprescindível para se estimar a altura adequada para manuseamento e transporte dos elementos pré-fabricados, aplicação do pré-esforço, remoção de cofragens ou de elementos provisórios de sustentação, entrada em serviço de elementos em betão e em muitas outras situações similares. Os métodos e técnicas actualmente disponíveis para a sua quantificação variam significativamente em termos de precisão, do grau de destruição que infligem aos elementos onde se aplicam, da rapidez de execução, da disponibilidade imediata de resultados e dos custos envolvidos.

Assume-se, consensualmente, que o método que melhor quantifica a tensão de rotura à compressão “in situ” – e também sem dúvida o mais destrutivo - consiste no ensaio de carotes extraídas do próprio betão, cujo resultado poderá ainda ser expresso em termos de resistência equivalente à compressão de provetes cúbicos. Um outro método, que parece conduzir a resultados similares, consiste no ensaio à compressão de provetes padrão selados (por forma a impedir, tanto a perda como o ingresso de água) e submetidos a cura sob temperatura controlada (temperature matched curing) reproduzindo as condições no interior do betão.

Price e Hynes [79] compararam a resistência equivalente em provetes cúbicos, obtida a partir do ensaio à compressão de carotes por aplicação das normas britânicas [15], com provetes cúbicos de 100 mm de aresta curados sob diferentes condições. Os resultados obtidos indicam que os provetes curados em condições normalizadas sobrestimam a resistência “in situ” e que aqueles que foram selados e submetidos a cura sob temperatura controlada se comparam bem com os resultados da resistência equivalente obtida por ensaio de carotes.

O valor da resistência à compressão “in situ” poderá ainda ser obtido por estimativa, recorrendo a alguns dos ensaios não destrutivos que fazem parte de um grupo mais vasto de ensaios com o mesmo nome. Infelizmente, os métodos de ensaio não destrutivos

destinados a estimar a resistência não fornecem leituras quantitativas directas desta propriedade, pelo que será necessário recorrer a correlações empíricas. As correlações introduzem incertezas na estimativa da resistência o que constitui, sem dúvida, a principal desvantagem destes ensaios quando comparados com os métodos que exigem a extracção de amostras (carotes). No entanto, quando baseados em correlações adequadas, a precisão das estimativas melhora significativamente e poderá superar este inconveniente.

Os ensaios não destrutivos apresentam como vantagens significativas: maior rapidez de execução, disponibilidade imediata de resultados, menores custos e sobretudo menores ou mesmo (em alguns casos) nenhuns danos para a estrutura ou elemento sob ensaio. Estes factores permitem que os ensaios sejam mais extensivos e que a análise seja mais abrangente com respeito à estrutura sob investigação, o que de outra forma não seria possível.

Importa ainda acrescentar que, apesar da atenção dedicada aos ensaios não destrutivos se concentrar em geral na estimativa da resistência, estes ensaios possuem um leque mais vasto de aplicações que abonam a seu favor e incluem parâmetros como o módulo de elasticidade dinâmico, densidade do material, dureza superficial, absorção superficial, teor de humidade, maturidade, diferenças de temperatura superficiais, permeabilidade superficial, fendilhação interna, assim como a localização de armaduras, medição do recobrimento e risco de corrosão. A qualidade da construção e a integridade da estrutura pode também ser verificada pela capacidade de identificar e localizar vazios, fendas e outras situações similares [16].

O interesse por este tipo de ensaios aplicados ao betão endurecido tem crescido consideravelmente desde os anos sessenta e têm sido conseguidos alguns avanços significativos nas técnicas, equipamentos e métodos de aplicação. A natureza dos equipamentos de ensaio varia desde os simples, económicos, portáteis e fáceis de operar até aos mais complicados, dispendiosos e altamente especializados, os quais requerem uma preparação intensiva ou precauções de segurança. Inicialmente desenvolvidos para

aplicação em betões da gama de resistências normal, alguns destes equipamentos têm sido adaptados por forma a alargar a sua aplicação a betões de alta resistência.

Nos capítulos que se seguem, serão apresentados cinco métodos diferentes de ensaio, que pressupõem outros tantos tipos diferentes de grandezas medidas. Estas grandezas variam desde a medição da velocidade de propagação de ultra-sons, medição da dureza superficial, medição da resistência à penetração, medição da força de arranque até à medição da resistência à tracção directa. O primeiro ensaio não provoca quaisquer danos na superfície do betão. O segundo provoca danos relativamente pequenos e quase imperceptíveis. Os restantes causam danos moderados, localizados em zonas limitadas e pequenas, tipicamente à profundidade de 75 mm a partir da superfície. Cada uma das grandezas medidas será empiricamente relacionada com a resistência à compressão em provetes cúbicos ou em carotes e as correlações obtidas serão apresentadas e comparadas, sempre que se justifique, com aquelas obtidas por outros autores.

No presente trabalho, face à inexistência de normalização nacional portuguesa referente à aplicação de métodos de ensaio não destrutivos, optou-se por recorrer a normas estrangeiras, das quais se destacam as emitidas pela ASTM (American Society for Testing and Materials) e BSI (British Standards Institution). Basicamente as técnicas de ensaio descritas nos dois organismos de normalização são similares, contudo poderão apresentar pequenas variações de procedimentos.

O procedimento adoptado para estabelecer a correlação entre os ensaios não destrutivos e a resistência teve por base uma série composta por 10 composições de betões, que proporcionaram a obtenção de 10 conjuntos de provetes diferentes, com resistências que variaram desde os 17 MPa até aos 82 MPa. Cada conjunto era composto por uma laje com dimensões médias de 750x550x170 mm³, no caso dos betões da gama de resistência normal e 550x500x170 mm³, no caso de betões de alta resistência. Ao mesmo tempo betonaram-se ainda vários provetes cúbicos de 150 mm de aresta. Em cada um dos conjuntos, tanto os provetes cúbicos como as lajes, foram obtidos da mesma amassadura e submetidos às mesmas operações de colocação, compactação e cura. Os ensaios não

destrutivos foram aplicados nas lajes de ensaio e a resistência “in situ” determinada pelo ensaio à compressão de pelo menos três provetes cúbicos do mesmo conjunto. Somente para os ensaios de arranque (pull-out) e de tracção directa (pull-off) a resistência “in situ” foi avaliada tendo por base a resistência equivalente em cubos obtida pelo ensaio à compressão de carotes extraídas das lajes de ensaio.

A norma britânica BS 1881: Part 201 [16] fornece indicações precisas sobre aquilo a que designa por ensaios não destrutivos. Esta norma descreve ainda de forma geral os vários métodos de ensaio, as suas vantagens, limitações e principais aplicações.

Alguns dos ensaios designados por não destrutivos e abrangidos pela referida norma [16] causam na prática alguns danos superficiais e, por isso, podem eventualmente ser referidos como parcialmente destrutivos. No entanto, a norma é clara neste aspecto e define todos estes métodos como não destrutivos, desde que não prejudiquem o desempenho do elemento sob investigação, possam ser realizados no betão moldado e não exijam a remoção de amostras (carotes) para análise subsequente.

Indicações mais precisas e particularizadas sobre a aplicação dos métodos não destrutivos, mais concretamente para aqueles que são tratados neste trabalho, podem ser encontradas nas seguintes normas:

i) Ensaios que não causam danos superficiais:

Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons – norma britânica BS 1881: Part 203 [14] ou norma americana ASTM C597 – 83 [9];

Ensaio de medição da dureza superficial – norma britânica BS 1881: Part 202 [17] ou norma americana ASTM C805 – 85 [11];

ii) Ensaios que causam alguns danos superficiais:

Todos os ensaios não destrutivos susceptíveis, no entanto, de causar algum dano superficial, acima referidos como parcialmente destrutivos, são englobados na norma britânica BS 1881: Part 207 [18], sob a designação de “Ensaios Próximos da Superfície”. A norma BS 1881: Part 201 [16], já referida anteriormente, define um ensaio próximo da

superfície como aquele que mede determinada propriedade do betão próximo da superfície mas por baixo desta. Neste lote incluem-se, portanto, os restantes ensaios discutidos neste trabalho, nomeadamente o ensaio de medição da resistência à penetração, o ensaio de arranque e o ensaio de tracção directa. Nas normas americanas é possível encontrar-se a referência ASTM C803 – 90 [10] para o ensaio de medição da resistência à penetração do betão endurecido e a referência ASTM C900 – 87 [12] para o ensaio de arranque.

Mantendo o objectivo inicial de testar a aplicação dos ensaios não destrutivos em betões da gama de alta resistência, houve necessidade de seleccionar alguns dos muitos ensaios actualmente disponíveis. A opção, que recaiu sobre os ensaios acima referidos, teve por base o facto destes serem os mais universalmente conhecidos, com vasta aplicação em betões da gama de resistência normal, fáceis de operar e relativamente económicos ao ponto de se justificar a sua aplicação corrente. À excepção das técnicas de ensaio de tracção directa e de medição da resistência à penetração, todas as outras se adequaram bem ao ensaio em betões de alta resistência.

No que diz respeito ao ensaio de tracção directa, importa referir que a sua não adequação a betões de alta resistência parece estar unicamente relacionada com a tensão de aderência da cola utilizada que, apesar de muito elevada, apresenta, ainda assim, valores inferiores à resistência à tracção atingidos em betões desta gama. Apesar disso, foi possível alargar a sua aplicação até resistências à compressão (obtidas por ensaio de carotes) da ordem dos 45 MPa, o que parece ser bastante significativo para betões correntes.

Quanto ao ensaio de medição da resistência à penetração, as adversidades resultantes da impossibilidade de alargar a aplicação do aparelho já existente ao betão de alta resistência representou, mais do que uma adversidade, um desafio. Foi então decidido testar equipamentos alternativos de ensaio, em relação ao tradicional “Windsor Probe Test System” e os resultados obtidos até ao momento são bastante encorajadores.

Importa salientar que a aplicação dos ensaios expeditos deverá ser efectuada sempre de forma criteriosa e que as correlações que se apresentam nos capítulos que se

seguem sofrer de determinadas limitações, umas inerentes a cada método de ensaio e outras que dependerão da representatividade do betão “in situ” face às condições de calibração e, em consequência, tais correlações só serão válidas se forem garantidas determinadas condições prévias.

Chama-se ainda especial atenção para o Capítulo 8, com o título “Ensaio complementares em carotes padrão”. Parece evidente que o ensaio de amostras extraídas do betão, nomeadamente as carotes, não se inclui no conjunto de ensaios não destrutivos referidos pelas normas britânicas e, de facto, assim é. A razão pela qual se tornou necessário incluí-lo nesta parte do trabalho prende-se com o facto destes ensaios terem servido de base para calibração de alguns dos métodos não destrutivos aqui apresentados. A norma britânica BS 1881: Part 120 [15] apresenta um método para a determinação da resistência à compressão de carotes de betão e a forma de obtenção da sua resistência equivalente em provetes cúbicos.

1.2 – Objectivos e justificação do tema proposto

Na sua essência, o trabalho que aqui se apresenta visa a concretização de dois objectivos fundamentais que não são dissociáveis, mas devem antes complementar-se.

Em primeiro lugar, pretende-se apresentar uma ampla revisão bibliográfica, retratando, tanto quanto possível, o estado actual do conhecimento, “state-of-the-art”, dos principais métodos de ensaio não destrutivos.

Apesar de relativamente extensa, esta abordagem justifica-se plenamente pelo interesse crescente que o tema tem suscitado, nomeadamente no controle de qualidade do betão em obra, na monitorização de estruturas em betão e como suporte na decisão acerca de operações críticas, tais como aquelas descritas na introdução deste trabalho. Por outro lado, a ausência de normalização nacional portuguesa sobre os métodos de ensaio não destrutivos e a ainda muito escassa bibliografia actualizada em língua portuguesa, têm dificultado a sua divulgação mais alargada fora do meio académico.

Acresce-se o facto de alguns dos organismos de normalização de referência - utilizados na ausência de normalização portuguesa, como é o caso da “International Organization for Standardization”, da “American Society for Testing and Materials” ou da “British Standards Institution” - terem emitido ou actualizado na última década muitos dos documentos normativos relativos aos ensaios não destrutivos. Esta actualização foi possível fruto dos inúmeros trabalhos científicos realizados nesta área num passado recente e das melhorias entretanto conseguidas nos equipamentos de ensaio.

O esclarecimento que se proporcionou sobre muitos dos aspectos práticos dos ensaios não destrutivos permitiu que a sua aplicação fosse hoje encarada com menor cepticismo. Contudo, parece evidente que só será possível beneficiar das vantagens que a utilização destes métodos de ensaio oferece, se houver um conhecimento profundo das suas potencialidades, da sua precisão, fiabilidade e sobretudo dos factores que afectam as correlações, nomeadamente, com a resistência.

Em alguns casos, os procedimentos de ensaio diferem ligeiramente de uns organismos de normalização para outros, ou de país para país, por vezes com reflexos nos resultados obtidos. Por outro lado, muitos dos equipamentos comercialmente disponíveis para a realização de um mesmo ensaio diferem entre si e, em consequência, os resultados obtidos não são directamente comparáveis.

Pelo exposto, considera-se da maior relevância actual que neste trabalho sejam analisados e comparados os procedimentos adoptados em diferentes países ou aqueles sugeridos por diferentes autores, sejam apresentados os principais equipamentos de ensaio comercialmente disponíveis, discutidos os factores práticos que afectam os resultados e as correlações, analisados os parâmetros estatísticos que definem comportamentos típicos dos ensaios, bem como, analisados e discutidos os limites de confiança das correlações entre as grandezas medidas por esses ensaios e a resistência à compressão do betão.

Um outro aspecto importante e que não pode ser desprezado, sobretudo no meio académico, é o surgimento dos betões da gama de alta resistência.

Não existe uma definição exacta daquilo que se entende por betões de alta resistência e este assunto daria azo a uma discussão alargada que não cabe no contexto deste trabalho. A definição parece variar geograficamente [5, 79]. Contudo, aquela proposta por Price e Hynes [79] parece, por enquanto, ser suficientemente adequada ao caso português: betão de alta resistência é um betão com uma resistência à compressão acima do limite superior referido nas normas nacionais.

A utilização crescente de betões com resistências mais elevadas é já evidente em muitos países estrangeiros e para a sua obtenção muito tem contribuído o desenvolvimento verificado nos adjuvantes (superplastificantes) e, em parte, nos aditivos (principalmente nas cinzas volantes e sílica de fumo). Porém, a sua generalização exigirá não só uma melhoria no processo e controle de fabrico do betão, como deverá ser também acompanhada por uma melhoria significativa do controle de qualidade do produto final em obra.

Nesse sentido, encontra-se aberto um novo campo de investigação, cujo objectivo se tem traduzido, na última década, na adaptação dos equipamentos antes utilizados em betões ditos de resistência normal a esta nova gama de resistência considerada elevada. Têm sido estudados os factores que afectam os resultados, os parâmetros estatísticos de variabilidade do próprio ensaio e sobretudo a validade das correlações com a resistência.

É neste contexto que surge o segundo objectivo deste trabalho. Tal objectivo passa pela aplicação de um leque de ensaios previamente seleccionados, conforme já foi referido na introdução a este trabalho. Pretende-se, antes de mais, verificar a aplicabilidade dos equipamentos de ensaio existentes no mercado e de utilização mais generalizada, suscitando questões práticas quanto à sua utilização em betões de alta resistência. Por outro lado, pretende-se identificar e comparar padrões de comportamento típicos em betões de alta resistência com aqueles normalmente verificados em betões da gama de resistência normal. Concretamente, quanto à forma das correlações, variabilidade do próprio ensaio e limites de confiança das correlações com a resistência.

1.3 – Organização do trabalho

O presente trabalho subdivide-se basicamente em 3 partes: pré-textual, textual e referencial.

A parte pré-textual inclui o âmbito do trabalho, dedicatória, agradecimentos, resumo analítico, índice geral, índice de figuras, índice de quadros, listagem de siglas e listagem da simbologia utilizada no trabalho.

A parte textual encontra-se estruturada em 11 capítulos, cujo conteúdo se descreve a seguir de forma sucinta:

No Capítulo 1 é feita uma introdução ao tema tratado, são apresentados os objectivos, é justificada a importância do tema proposto e é descrita a organização geral do trabalho.

No Capítulo 2 são tecidas algumas considerações de âmbito geral acerca dos métodos de ensaio não destrutivos, passando pela listagem dos ensaios actualmente disponíveis, sua classificação, principais aplicações, planificação de programas de ensaios, análise e obtenção de correlações e interpretação dos resultados.

Do Capítulo 3 ao Capítulo 7 é apresentada uma revisão bibliográfica dirigida especificamente aos métodos de ensaio seleccionados para a análise experimental deste trabalho. São eles, pela ordem em que são tratados: o ensaio de dureza superficial, o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons, o ensaio de medição da resistência à penetração, o ensaio de arranque e, finalmente, o ensaio de tracção directa.

Cada um destes capítulos descreve os estudos teóricos e experimentais mais significativos para fundamentar a aplicação dos métodos em questão, apresenta os campos de aplicação que melhor potenciam a utilização de cada método, descreve os equipamentos comercialmente disponíveis, compara os procedimentos definidos nos diferentes documentos normativos e nas propostas de diferentes autores da bibliografia consultada, discute os principais factores que afectam os resultados dos ensaios, descreve os processos de obtenção de correlações com a resistência e fornece dados compilados

acerca da variabilidade dos ensaios e dos limites de confiança para as correlações com a resistência.

O Capítulo 8 descreve os ensaios complementares utilizados para quantificar a resistência à compressão do betão de forma directa e que serviram de suporte às correlações estabelecidas com as grandezas medidas por ensaios não destrutivos. A revisão bibliográfica teve especial incidência sobre os ensaios à compressão de carotes padrão, por este ser também um dos assuntos deficientemente tratados em Portugal. Neste capítulo são descritas as aplicações, os procedimentos de ensaio, nomeadamente a localização e dimensão das carotes, a carotagem, a preparação dos provetes, a inspecção visual e o ensaio à compressão propriamente dito. São ainda discutidos os factores que afectam os resultados e são tratados em detalhe os procedimentos de cálculo para estimar a resistência equivalente em cubos. A variabilidade do ensaio à compressão de carotes é também abordada neste capítulo.

No Capítulo 9 é efectuada uma descrição detalhada do programa experimental.

No Capítulo 10 são apresentados e discutidos os resultados obtidos na análise experimental, comparando-os com os resultados apresentados por outros autores da bibliografia consultada, sempre que tal se justificou.

No Capítulo 11 são apresentadas as conclusões gerais do trabalho assim como recomendações para trabalhos futuros.

Da parte referencial constam os anexos listados de A.1 até A.8 e as referências bibliográficas citadas neste trabalho. O Anexo A.1 apresenta uma síntese do estudo da composição dos betões utilizados na análise experimental. Do Anexo A.2 até ao Anexo A.7 são apresentados os resultados obtidos por aplicação dos ensaios não destrutivos acima listados. No Anexo A.8 são apresentados os resultados obtidos no ensaio à compressão das carotes.

**CONSIDERAÇÕES ACERCA DOS MÉTODOS
DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS**

CAPÍTULO 2 – CONSIDERAÇÕES ACERCA DOS MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS

2.1 - Classificação

Os ensaios não destrutivos são dirigidos especificamente aos betões no estado endurecido [16] e representam parte de um conjunto mais abrangente de ensaios geralmente envolvidos na tecnologia do betão.

Podem ser identificadas em geral três categorias básicas de ensaios do betão endurecido, como sugerem os autores Bungey e Millard [24] e como é também referido na NPENV206 [72]:

i) Ensaio de controle, normalmente efectuados pelo empreiteiro ou pelo produtor do betão por forma a indicar os ajustamentos necessários à garantia do fornecimento de um material aceitável;

ii) Ensaio de conformidade realizados por, ou para, o dono da obra de acordo com uma planificação ou plano de amostragem previamente acordado, por forma a verificar a sua conformidade para com as especificações;

iii) Ensaio secundários ou suplementares realizados no betão endurecido na própria estrutura, ou a partir de provetes (carotes) extraídas desta. Este tipo de ensaios pode ser requerido em situações onde existam dúvidas acerca da validade dos ensaios de controle e dos resultados da verificação da conformidade, ou simplesmente por eles não se encontrarem disponíveis ou não serem apropriados como, por exemplo, numa estrutura antiga, danificada ou deteriorada. Os ensaios que não tenham sido previamente planeados e a monitorização a longo prazo encontram-se também abrangidos por esta categoria. A este respeito a NPENV206 [72] refere na sua Cláusula 11.3.2. – “Critérios de conformidade” o seguinte:

« Se os resultados dos ensaios dos provetes moldados não satisfizerem as exigências de conformidade ou não estiverem disponíveis, ou se os defeitos de execução ou a influencia de condições meteorológicas extremas (p. ex., gelo) originarem dúvidas quanto à resistência, durabilidade e segurança da estrutura, podem exigir-se ensaios suplementares em carotes retiradas da estrutura, de acordo com a ISO 7034, ou uma combinação de ensaios em carotes e ensaios não destrutivos na estrutura, p. ex., de acordo com a ISO 8045, a ISO 8046 ou a ISO 8047.»

Os ensaios secundários ou suplementares subdividem-se, por sua vez, em outros dois grupos [24]:

i) Ensaios não destrutivos.

Os ensaios não destrutivos são geralmente definidos como não sendo prejudiciais para o desempenho do elemento ou membro ensaiado e quando aplicados ao betão consideram-se incluídos os métodos que causam danos superficiais perfeitamente localizados. Estes últimos são correntemente designados por parcialmente destrutivos – as normas britânicas classificam-nos como ensaios próximos da superfície [18]. Todos os ensaios não destrutivos podem ser realizados directamente “in situ” na estrutura sem necessidade de remover amostras (carotes). Contudo, a remoção dos materiais de acabamento superficiais será provavelmente necessária;

ii) Métodos que requerem a extracção de amostras.

O tipo de amostras retiradas dos elementos em betão ou betão armado é constituído geralmente por carotes, as quais podem ser utilizadas em laboratório, quer para ensaios de resistência ou outros ensaios físicos, quer para uma análise visual, petrográfica ou química. Alguns ensaios químicos podem ser realizados em pequenas amostras pulverizadas retiradas da estrutura, as quais causam danos substancialmente menores.

2.2 - Aplicações

Os ensaios não destrutivos podem ser aplicados em estruturas recentes ou antigas. Para estruturas recentes, as aplicações principais serão provavelmente o controle de qualidade ou o esclarecimento de dúvidas acerca da qualidade dos materiais ou da

construção. Os ensaios em estruturas antigas surgem geralmente associados com o acesso à integridade da estrutura ou sua adequação [16].

Os ensaios não destrutivos poderão ser úteis nas seguintes situações [16, 18, 24]:

1. No controle de qualidade de elementos pré-fabricados ou da construção “in situ”;
2. No esclarecimento de dúvidas acerca do material fornecido, quando haja suspeitas da sua não conformidade com as especificações;
3. Na avaliação da qualidade do betão, através da detecção de defeitos relacionados com a própria composição do betão ou com os trabalhos de colocação, compactação e cura;
4. Na monitorização do desenvolvimento da resistência, por forma a determinar a altura adequada para proceder à remoção de cofragens, fim de operações de cura, aplicação de pré-esforço, aplicação de cargas ou fins similares;
5. Na localização e determinação da extensão da fendilhação, vazios e efeitos similares no interior do betão de uma estrutura;
6. Na determinação da posição, dimensões ou condições das armaduras;
7. Na determinação da uniformidade do betão possivelmente numa operação preliminar à extracção de carotes, aplicação de cargas ou outro ensaio mais caro ou que provoque maiores danos na superfície do betão;
8. Para aumentar o nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
9. Na determinação da extensão da variabilidade do betão por forma a permitir a identificação de locais de extracção de amostras representativas da qualidade a ser avaliada;
10. Para confirmar ou localizar zonas do betão suspeitas de deterioração;
11. No acesso à durabilidade potencial do betão;
12. Na monitorização de mudanças a longo prazo nas propriedades do betão;
13. Na verificação da qualidade dos trabalhos de reparação, quando a aderência entre a base e o material de reparação tem que ser determinada.

No Quadro 2.1 é apresentada uma lista de ensaios não destrutivos que as normas britânicas consideram como sendo provavelmente os mais adequados para as situações gerais aí indicadas [16].

2.3 - Planificação de um estudo de avaliação do betão

2.3.1 - Aspectos genéricos

A planificação de uma avaliação traduz-se necessariamente na definição do programa de ensaios, o qual, tendo sempre por base os objectivos traçados e as condições específicas de cada elemento ou estrutura sob investigação, terá como finalidade especificar os meios e a forma de se atingirem tais objectivos com um nível de confiança satisfatório e os menores custos económicos e sociais.

A definição correcta de um programa de ensaios só será possível se houver um conhecimento razoável de todas as variáveis em “jogo”. Assim as seguintes considerações serão em geral necessárias:

a) Em primeiro lugar, será necessário possuir-se informação acerca do leque de ensaios disponíveis capazes de conduzir aos objectivos pretendidos; a sua adequabilidade às condições “in situ”; a existência de correlações adequadas com a propriedade desejada ou a necessidade de serem obtidas correlações específicas para o betão em causa; a fiabilidade dos resultados, o seu número e localização tendo em conta a natureza da investigação e a precisão requerida; as disposições normativas que condicionam a aplicação de cada método face às dimensões dos elementos sob investigação; a variabilidade da resistência no interior dos elementos em consequência dos trabalhos de colocação, compactação e cura; a representatividade da zona de ensaio em relação ao betão a maiores profundidades e, não menos importante, o efeito da aplicação do ensaio na aparência da superfície dos elementos.

b) Em segundo lugar, deve-se conhecer, com alguma profundidade, as limitações naturais inerentes a cada equipamento de ensaio, no que diz respeito à operação,

Quadro 2.1 – Resumo dos principais métodos de ensaio não destrutivos [16]

Métodos	Propriedade principal directamente medida pelo ensaio.	Aplicação principal	Aplicações gerais						Danos superficiais	Tipo de equipamentos
			Controle de qualidade.	Investigação da qualidade dos trabalhos	Controle da remoção de cofragens, aplicação de pré-esforço ou aplicação de cargas.	Comparação da qualidade do betão nas estruturas.	Investigação da durabilidade potencial.	Investigação de danos por fogo, frio, ataques químicos ou situações similares.		
Ensaio de arranque (Pull-out test; tipo Lok-test)	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X				Moderados / pequenos	Mecânico
Ensaio de arranque (Pull-out test; tipo Capotest)	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X		X		Moderados / pequenos	Mecânico
Fractura interna (internal fracture)	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X		X		Moderados / pequenos	Mecânico
Ensaio de tração por flexão (break-off test)	Resistência à tração por flexão.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X				Substancial / moderado	Mecânico
Ensaio de tração directa (Pull-off test)	Tensão de tração directa.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X		X		Moderados / pequenos	Mecânico
Resistência à penetração	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X		X		Moderados / pequenos	Mecânico
Dureza superficial	Dureza superficial	Exame comparativo	X		X		X	X	Muito pequeno	Mecânico
Ensaio de argamassa (Screed test)	Profundidade da superfície	Controle de qualidade de argamassas	X				X	X	Pequeno	Mecânico
Resposta dinâmica	Resposta dinâmica	Integridade de estacas e pilares	X	X			X		Nenhum	Mecânico / electrónico
Velocidade de propagação de ultra-sons	Módulo de elasticidade	Exame comparativo	X	X	X			X	Nenhum	Electrónico
Emissão acústica	Fendilhação interna	Monitorização dos ensaios de carga		X				X	Nenhum	Electrónico
Medição electromagnética do recobrimento	Presença de aço no interior do betão.	Localização de armaduras	X	X				X	Nenhum	Electro-magnético

Quadro 2.1 – Resumo dos principais métodos de ensaio não destrutivos [16] (continuação)

Métodos	Principal propriedade medida.	Aplicação principal	Aplicações gerais						Danos superficiais	Tipo de equipamentos
			Controle de qualidade.	Investigação da qualidade dos trabalhos	Controle da remoção de cofragens, aplicação de pré-esforço ou aplicação de cargas.	Comparação da qualidade do betão nas estruturas.	Investigação da durabilidade potencial.	Investigação de danos por fogo, frio, ataques químicos ou situações similares.		
Radar	Interfaces internas	Localização de vazios ou armaduras		X		X			Nenhum	Electrónico
Radiografia	Densidade relativa	Localização de vazios ou armaduras		X				X	Nenhum	Gerador ou Fonte radiactiva
Radiometria	Densidade	Controle de qualidade	X	X		X			Nenhum	Gerador ou Fonte radiactiva
Medição neutrónica da humidade	Teor de humidade	Comparação de teores de humidade							Nenhum	Nuclear
Profundidade de carbonatação	Alcalinidade do betão	Exame de durabilidade				X		X	Moderado / nenhum	Químico
Absorção superficial inicial	Absorção superficial	Permeabilidade de superficial					X		Pequeno	Hidráulico
Permeabilidade da superfície	Permeabilidade de superficial	Permeabilidade de superficial						X	Pequeno	Hidráulico
Medição da resistividade	Resistividade	Exame de durabilidade					X		Pequeno	Eléctrico
Medição com o potencial de meia-célula.	Potencial de electrodo da armadura.	Risco de corrosão das armaduras.						X	Muito pequeno	Eléctro-químico
Medição de extensões.	Mudanças na extensão.	Monitorização de movimentos da estrutura		X			X		Pequenos	Ópticos, mecânicos ou electrónicos
Termografia	Diferenças de temperatura superficiais.	Integridade estrutural e localiza/ vazios.						X	Nenhum	Deteção por radiação infravermelha
Medição da maturidade	Maturidade	Monitorização da resistência "in situ"							Pequeno	Termo-sensível química ou electrónica
Frequência de ressonância.	Módulo de elasticidade dinâmico	Controle de qualidade	X						Nenhum	Electrónico

segurança e à variabilidade dos resultados quando em condições ambientais extremas. A calibração dos aparelhos deve ser sempre verificada e os equipamentos devem ser manuseados por operadores experientes.

c) Em terceiro lugar, a inspeção visual “in situ” das condições de aplicação dos ensaios deve ser tida como um preliminar essencial à elaboração de um programa de ensaios. Podem ser, por um lado, contabilizados factores como sejam o estado de conservação das superfícies, a deformação dos elementos, a fendilhação, a presença de defeitos locais, a influência da carbonatação e outras situações relacionadas com a durabilidade do betão. Por outro lado poderá servir para localizar superfícies livres para aplicação dos ensaios, localizar armaduras, ou até mesmo para localizar fontes de energia ou de abastecimento de água e outras condições similares que poderão ser condicionantes para alguns dos ensaios.

d) Em quarto lugar, devem ser observados os aspectos relacionados com a localização geográfica, facilidade de transporte do equipamento de ensaio, acessibilidade, condições ambientais e de segurança dos técnicos e do público em geral, a eventual necessidade de realização de trabalhos de reparação dos danos causados pelos ensaios, assim como a necessidade ou não de restrição ao uso da estrutura durante a intervenção, a sua duração e possíveis atrasos. Neste grupo poderá ainda ser incluída a análise dos custos económicos previstos, certamente, um dos condicionantes do programa de ensaios.

Uma definição geral de um programa de ensaios, onde é possível identificar-se as várias etapas típicas envolvidas no processo, é sugerida pelos autores Bungey e Millard [24] e pode ser encontrada na Figura 2.1, sob a forma de fluxograma. Estes autores consideram essencial que o programa de ensaios seja bem estruturado, com interpretação progressiva dos resultados, qualquer que seja a causa ou a natureza da investigação, a qual, referem, deverá prosseguir somente até que sejam obtidas conclusões relevantes e fundamentadas.

2.3.2 – Escolha do(s) método(s) de ensaio não destrutivo(s)

Numa sequência lógica do processo de selecção de um ou mais métodos de

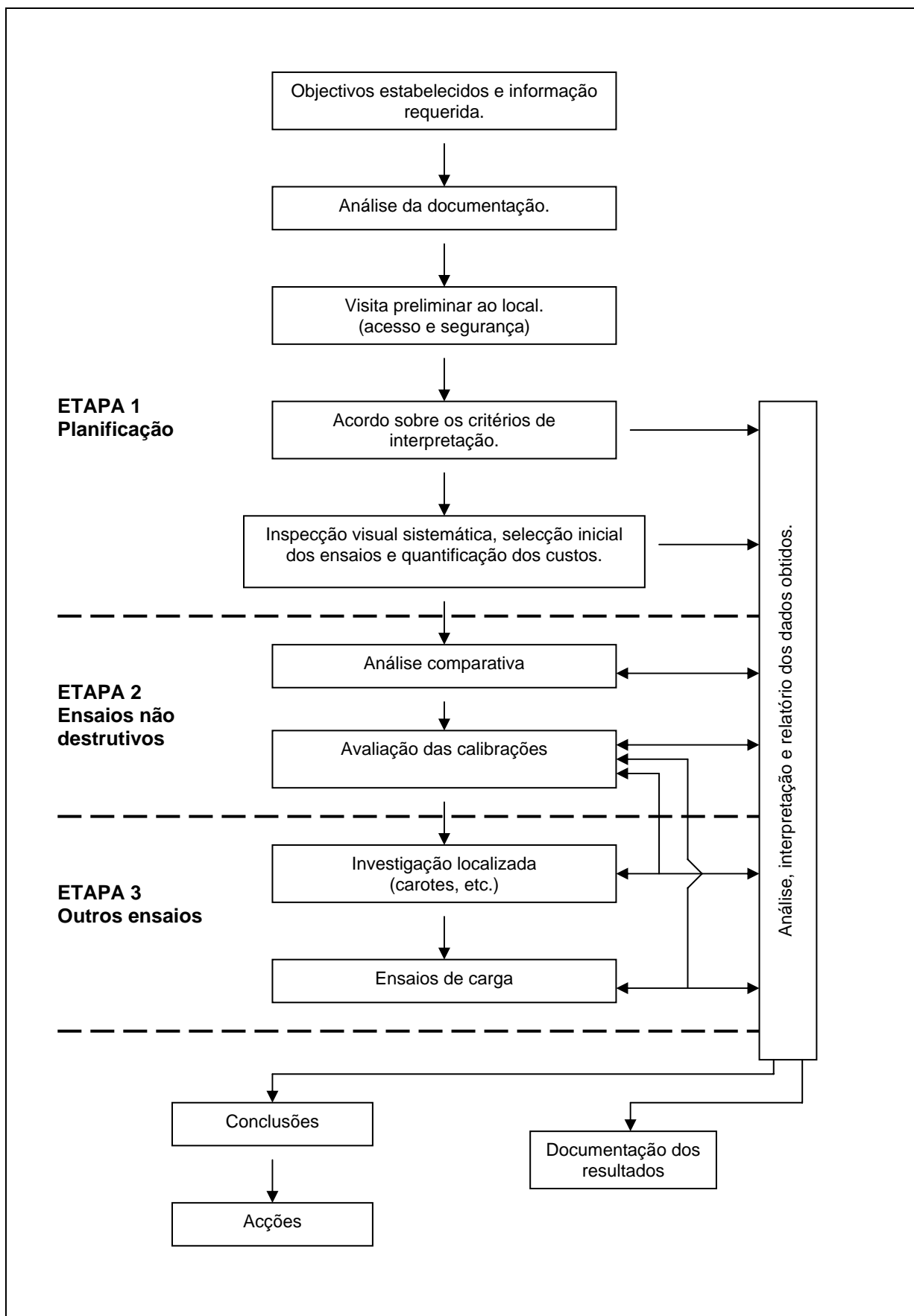


Figura 2.1 – Etapas típicas de um programa de ensaios [24]

ensaio, a definição dos objectivos da investigação constitui, necessariamente, a primeira etapa. Nesse sentido, o Quadro 2.1, apresentado anteriormente, permite já identificar um vasto leque de opções disponíveis.

A aplicação de ensaios secundários em geral e dos ensaios não destrutivos em particular pode ser solicitada para análise de uma estrutura por diferentes razões, ou melhor, com diferentes objectivos. Entre eles consideremos, por exemplo, os seguintes:

- Verificar a uniformidade no fornecimento do betão ou a qualidade dos trabalhos de construção, por comparação da qualidade entre betões de composição e maturidade similares ou por comparação de zonas diferentes de um mesmo elemento;
- Estimar o valor da resistência do betão “in situ” para verificação da conformidade do betão em relação às especificações do projecto;
- Avaliar o grau de deterioração de uma estrutura e os efeitos na sua durabilidade em geral.

Cada um destes objectivos abre um leque de opções possível em termos de métodos de ensaio, que no caso particular dos dois primeiros se sobrepõem parcialmente. Nesse caso, a tendência natural será ponderar entre os inúmeros factores e condicionantes, em parte já expostos nas Alíneas a) e b) da Secção 2.3.1, de que são exemplo, o acesso aos elementos sob ensaio, as condicionantes do próprio equipamento, os danos, o custo, a rapidez de execução e a fiabilidade dos ensaios, etc.. Infelizmente, os métodos menos destrutivos, mais económicos e mais rápidos de executar (por exemplo, a dureza superficial e o ensaio ultra-sónico), são precisamente aqueles cujas correlações com a resistência “in situ” são consideradas menos fiáveis e, neste balanço, os ensaios menos destrutivos são muitas vezes preteridos a favor de outros que, apesar de causarem alguns danos, possuem correlações mais estreitas com a resistência (por ex., os ensaios próximos da superfície).

As potencialidades dos métodos de medição da dureza superficial e da velocidade de propagação de ultra-sons são grandes quando utilizados criteriosamente e não podem

ser avaliados apenas pela precisão das suas correlações. Essas potencialidades poderão ser exploradas pela habilidade de eliminar as variáveis que possam introduzir incertezas no resultado, fazendo-as permanecer constantes, como acontece na comparação entre betões de composição e maturidade similares ou na comparação de zonas diferentes do mesmo elemento.

Em algumas circunstâncias a combinação de dois ou mais métodos de ensaio poderá revelar-se extremamente útil. Mais uma vez, a habilidade de gerir as potencialidades de cada um dos métodos poderá resultar em grandes benefícios, entre eles, menores danos para a superfície do betão, menores custos, maior rapidez e maior fiabilidade dos resultados. A combinação das técnicas de ensaio poderá traduzir-se na utilização de um método preliminarmente a outro ou na utilização simultânea de dois ou mais métodos de ensaio.

As situações mais correntes de aplicação de um método não destrutivo preliminarmente a outro poderão ser, por exemplo:

- O uso de um ensaio não destrutivo para fornecer dados comparativos acerca da uniformidade do betão preliminarmente à carotagem ou ao uso de outro método não destrutivo que seja mais dispendioso ou provoque maiores danos;
- A localização das armaduras previamente à carotagem ou ao uso de outro método não destrutivo;
- O uso de métodos de maturidade para fornecer uma indicação previa da altura adequada para aplicar outro ensaio não destrutivo.

As situações em que poderá ser conveniente utilizar em simultâneo dois ou mais métodos de ensaio serão, por exemplo:

- Para confirmação do padrão de qualidade já determinado por outro método;
- Em correlações que combinam dois ou mais métodos de ensaio.

2.3.2.1 – Ensaios não destrutivos para comparação qualitativa dos betões

A utilização mais adequada de alguns ensaios para os quais seja difícil estabelecer correlações que forneçam valores absolutos de parâmetros físicos é, sem dúvida, para estabelecer comparações com outros elementos conhecidos. Estes métodos causam em geral danos insignificantes nas superfícies de ensaio e, na sua maioria, são rápidos e permitem a inspeção de grandes áreas. Os ensaios mais utilizados com esta finalidade são a medição da dureza superficial e o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons [24]. O primeiro pode ser usado em qualquer superfície moldada que se apresente disponível, enquanto o segundo deve ser aplicado preferencialmente quando existam duas faces moldadas opostas e acessíveis.

É possível estabelecer-se correlações entre as grandezas medidas por estes ensaios e a resistência à compressão “in situ”, no entanto estas apresentam grande variabilidade e uma dependência de um grande número de factores, difíceis de serem, todos eles, quantificados nas correlações estabelecidas. Por esse motivo são geralmente utilizados para avaliação da uniformidade dos betões, para localizar zonas críticas de resistência ou para comparar betões de qualidade e composição similar.

O ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons pode, por exemplo, ser muito útil na verificação da uniformidade de betões, constituindo mesmo um dos poucos métodos capazes de verificar a integridade da massa interior do betão, localizar zonas com vazios, fendas ou outros defeitos similares.

O ensaio de dureza superficial é mais versátil que o anterior do ponto de vista da aplicação e, apesar de avaliar somente a dureza superficial, pode ser muito útil na localização de zonas críticas em termos de resistência ou na comparação de betões com composição similar. Quando se estabelecem comparações deste tipo, é de extrema importância atender-se aos factores que possam influenciar os resultados, como sejam, a idade, as condições de cura e de humidade superficial do betão sob investigação, as quais, devem ser idênticas às do betão de referência.

2.3.2.2 – Ensaios não destrutivos para quantificação da resistência “in situ”

Quando o objectivo do programa de ensaios é quantificar a resistência “in situ”, por exemplo, para verificar a sua conformidade face a determinadas especificações ou para determinar a resistência mínima de dimensionamento e não é possível estabelecer comparações com outros elementos similares, podem em geral admitir-se duas metodologias diferentes. Essas metodologias podem traduzir-se na utilização isolada de um método de ensaio ou na combinação de dois ou mais métodos.

Utilização isolada de um método de ensaio não destrutivo.

A quantificação da resistência “in situ” assenta no pressuposto da existência de correlações adequadas entre o resultado indicado pelo ensaio não destrutivo e a resistência da massa interior do betão. Neste caso a precisão da correlação adquire grande importância e os ensaios geralmente utilizados com esta finalidade são os ensaios parcialmente destrutivos ou também conhecidos como ensaios próximos da superfície, entre os quais se incluem o ensaio de medição da resistência à penetração, o ensaio de arranque e o ensaio de tracção directa, que fazem parte do conjunto de ensaios discutidos nos capítulos seguintes do presente trabalho. Estes ensaios medem grandezas que se relacionam directamente com a resistência à compressão e são reconhecidamente [18, 24], de entre os ensaios não destrutivos, aqueles que permitem estimar com maior precisão a resistência “in situ”.

Os ensaios próximos da superfície necessitam apenas de uma face do betão disponível mas causam alguns danos superficiais que podem prejudicar a aparência da superfície do betão e, em consequência, ser limitativos da sua aplicação. Em geral, quando exista apenas uma face exposta, o ensaio de medição da resistência à penetração poderá ser o mais rápido e adequado em grandes elementos, como sejam as lajes, enquanto os ensaios de arranque (pull-out) ou de tracção directa (pull-off) podem ser os mais adequados para pequenos elementos. Os ensaios de arranque são também particularmente úteis para medições directas “in situ” do desenvolvimento da resistência em idades curtas [24].

Combinação de um ou mais métodos de ensaio não destrutivos

Em algumas circunstâncias, como sejam aquelas que envolvem a estimativa do valor mínimo da resistência “in situ”, poderá ser necessário efectuar-se um “mapeamento” prévio da estrutura por forma a detectar zonas críticas, o que só será possível por aplicação de um número significativo de ensaios não destrutivos.

Se o objectivo desta fase prévia é apenas comparar as resistências relativas do betão de um determinado elemento, poderá não se justificar a aplicação extensiva de ensaios próximos da superfície (parcialmente destrutivos), apesar destes possuírem melhores correlações com a resistência. Então, nesta fase prévia, sublinha-se, o mais adequado seria aplicar ensaios propriamente não destrutivos, com todas as vantagens que lhes são reconhecidas na análise comparativa, em relação aos ensaios parcialmente destrutivos e já por demais referidas.

A combinação de dois ou mais métodos de ensaio seria certamente a opção mais recomendada neste caso, por resultar mais económica, mais rápida e menos destrutiva. Numa primeira fase, os ensaios de medição da dureza superficial ou de medição da velocidade de propagação de ultra-sons seriam utilizados de forma extensiva e mais abrangente para localizar zonas de resistência diferente e identificar zonas críticas nos elementos em betão. Os ensaios parcialmente destrutivos poderiam então ser limitados apenas às zonas críticas, ou a outras zonas específicas de interesse, reduzindo em consequência as áreas danificadas da superfície do betão. A adequabilidade e fiabilidade das correlações destes ensaios com a resistência “in situ” seriam, também neste caso, de extrema importância.

A combinação de técnicas de ensaio poderia ser ainda mais explorada, incluindo mesmo o recurso a outras técnicas para além das não destrutivas. Para tal poderiam ser extraídas, em número também reduzido, algumas carotes que servissem de base ao ajustamento da curva de correlação dos ensaios parcialmente destrutivos com a resistência “in situ”, cuja forma e tendência geral é já muitas vezes conhecida laboratorialmente.

2.3.2.3 – Ensaio não destrutivo para avaliação da durabilidade

Quando, por exemplo, o programa de ensaios tem por objectivo identificar as causas e a extensão da deterioração das armaduras no interior do betão a sequência que a seguir se apresenta poderá revelar-se útil [24].

O risco de corrosão das armaduras no interior do betão está relacionado com a perda de passividade provocada pelo ambiente alcalino que as rodeia, normalmente em consequência da carbonatação ou da alta concentração de cloretos. Ensaio inicial simples envolve a medição da profundidade de recobrimento, profundidades de carbonatação e concentrações de cloretos. Estes ensaios podem ser seguidos por outros mais complexos, como sejam, o potencial de meia célula e ensaios de resistividade, para fornecer uma inspecção mais vasta de áreas maiores. Se for verificado que a carbonatação excessiva é a causa da deterioração, então poderão seguir-se as análises químicas ou petrográficas e os ensaios de absorção, se forem necessários para identificar as causas.

Os ensaios de absorção de água da superfície e de permeabilidade são importantes em relação à corrosão uma vez que ambos – oxigénio e água – são necessários para alimentar o processo. A taxa de carbonatação depende também das condições de humidade e da facilidade com que o dióxido de carbono da atmosfera passa através da superfície do betão. Muitas outras formas de deterioração estão também relacionadas com a humidade, a qual é necessária para transportar agressivos químicos e alimentar as reacções. Deste modo, as medições do teor de humidade, da absorção de água e da permeabilidade podem tornar-se relevantes.

2.3.3 – Localização dos ensaios

A opção pela localização dos ensaios nos elementos de betão em estudo dependerá dos objectivos da investigação, mas, em geral deverão ser considerados os seguintes factores, conforme referem as normas britânicas [16]:

- i) A posição das armaduras;
- ii) As variações das propriedades do betão ao longo da profundidade, no ponto

onde se aplica o ensaio;

- iii) A presença de defeitos locais ou a influência da carbonatação da superfície;
- iv) A profundidade abaixo da superfície da zona onde os resultados se aplicam;
- v) A posição em relação ao elemento ou estrutura (variabilidade do betão).

Posição das armaduras

As leituras efectuadas por alguns dos ensaios não destrutivos podem ser significativamente influenciadas pela presença de armaduras localizadas na direcção da leitura ou mesmo pela sua proximidade, enquanto que para outros a distância garantida pelo recobrimento poderá ser suficiente para evitar essa influência. Será, portanto, muitas vezes necessário localizar e estimar a dimensão das armaduras antes de se proceder à aplicação dos ensaios não destrutivos, ou até mesmo previamente à extracção de carotes. A localização das armaduras poderá então ser efectuada com recurso a métodos não destrutivos de medição electromagnética.

Variações das propriedades do betão ao longo da profundidade

Alguns dos ensaios não destrutivos medem propriedades do betão em zonas muito próximas da superfície e os valores assim obtidos são utilizados para estimar a resistência à compressão “in situ” no interior da massa do betão. Se a variação das propriedades do betão em profundidade é diferente daquela utilizada durante ao estabelecimento das correlações, a validade da estimativa da resistência poderá estar em causa. A variação das propriedades do betão em profundidade, excluindo desde já os materiais de recobrimento, poderá dever-se aos seguintes factores:

- Aos fenómenos associados à instabilidade da mistura (segregação e exsudação);
- Ao efeito de parede. É um fenómeno bem conhecido e perfeitamente localizado em zonas do betão muito próximas das superfícies de contacto (armaduras e cofragens). Por exemplo, o betão em contacto com a cofragem poderá apresentar uma distribuição diferente nos primeiros 2 a 3 centímetros em relação ao betão a maiores profundidades.

- A uma cura deficiente. Uma cura deficiente poderá proporcionar diferenças significativas entre as zonas superficiais e aquelas situadas a maior profundidade mas, em geral, é provável que só tenha significado em elementos de grande secção. Alguns autores [79, 92] referem que o efeito é mais pronunciado em betões de alta resistência que em betões da gama de resistência normal.

- A uma compactação deficiente.

Presença de defeitos locais ou a influência da carbonatação da superfície

Os defeitos locais, quando visíveis e em número reduzido, poderão ser perfeitamente contornados. A carbonatação da superfície pode atingir profundidades de dois a três centímetros e constitui mais um efeito de diferenciação das propriedades do betão em profundidade e que deve ser tido em conta na análise das correlações. Em situações correntes, os efeitos da carbonatação podem ser desprezados em betões com idades inferiores aos três meses.

Profundidade abaixo da superfície da zona onde os resultados se aplicam

Alguns ensaios não destrutivos avaliam apenas uma camada superficial que não ultrapassa os três centímetros de profundidade, como é o caso do ensaio de dureza superficial. Os ensaios próximos da superfície avaliam o betão em camadas mais profundas, tipicamente à profundidade de 75 mm. Outros existem ainda que avaliam toda a secção de um elemento, como por exemplo o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons.

A posição em relação ao elemento ou estrutura (variabilidade do betão)

O conhecimento da variabilidade da resistência do betão “in situ” no interior dos elementos em betão é talvez, de entre os vários factores referidos, aquele que mais condiciona a opção pela localização dos ensaios e, por isso, ser-lhe-á dedicada maior atenção.

A variabilidade do betão “in situ” poderá dever-se a diferenças na compactação e cura ou à não uniformidade do material fornecido. As variações do fornecimento serão assumidas como sendo fortuitas, mas as variações na compactação e cura seguem padrões bem definidos de acordo com o tipo de elemento.

As variações no fornecimento do betão reflectem o grau de controle da produção e são normalmente avaliadas pelo desvio padrão dos resultados do ensaio de provetes destinados ao controle e verificação de conformidade, nos quais outros factores estão normalizados. As medições “in situ” destas variações são difíceis devido ao problema de isolá-las da compactação e efeitos resultantes do tipo de cura. Vários autores sugerem, como estimativa grosseira para a quantificação desta variação, a análise da variabilidade da resistência do betão “in situ”, por aplicação dos ensaios não destrutivos em localizações comparáveis de elementos similares de uma estrutura ou em localizações comparáveis de um elemento produzido a partir de várias amassaduras [24, 25].

Os efeitos da compactação e cura dependem parcialmente das técnicas de construção, mas estão também intimamente relacionados com o tipo de elemento e localização no seu interior. Por exemplo, na base dos elementos o betão será melhor compactado devido ao efeito hidrostático, relacionado com a altura do elemento, do qual resulta a tendência geral de obtenção de valores mais elevados para a resistência junto à base e de valores menores nas zonas superiores [24].

Nos betões de alta resistência, especialmente em idades curtas, as altas temperaturas geradas no interior dos elementos podem também ser responsáveis por diferenças significativas de resistência entre as zonas interiores e superficiais, como confirmam os trabalhos de Price e Hynes [79] e Yuan e outros [92]. Acrescenta-se que uma cura deficiente pode também propiciar graus de hidratação diferentes e conseqüentemente, resistências diferentes entre as zonas interiores e superficiais dos elementos.

A Figura 2.2 mostra a tendência geral da variação relativa da resistência no interior de um betão normal, de acordo com o tipo de elemento.

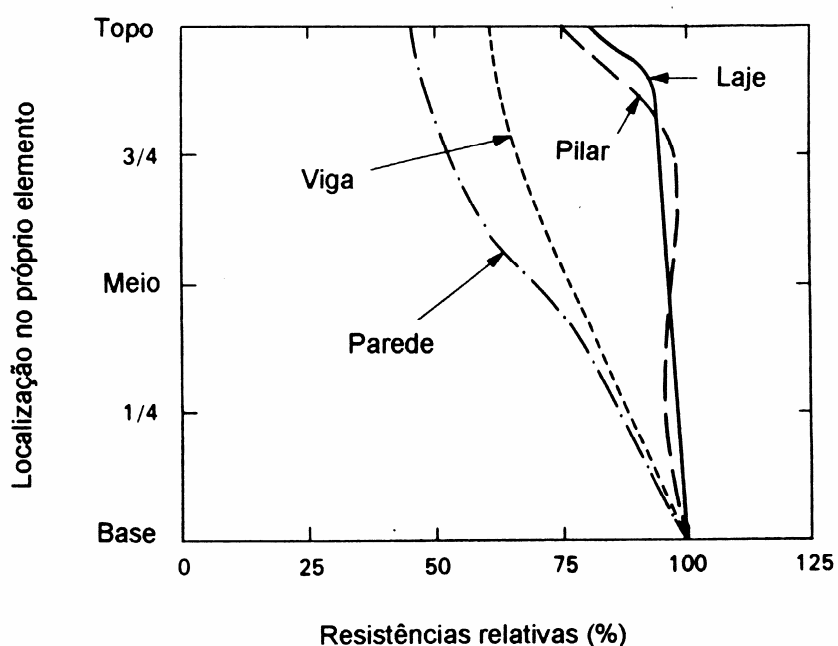


Figura 2.2 - Tendência geral da variação relativa da resistência no interior de um betão normal, de acordo com o tipo de elemento [24]

Com base na mesma referência, apresentam-se as Figuras 2.3 e 2.4, que mostram o contorno típico das percentagens relativas da resistência no interior de dois elementos, respectivamente, uma viga e uma parede resistente, cuja variação poderá ser devida às diferenças na compactação e fornecimento.

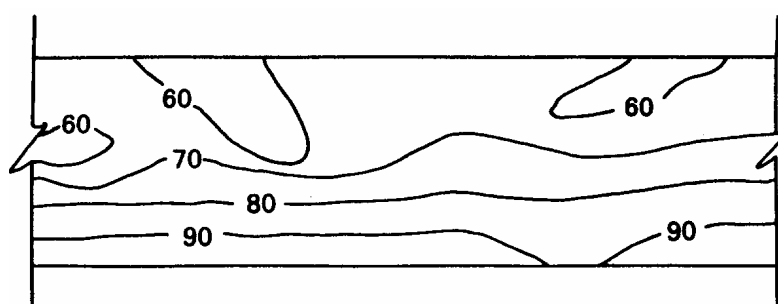


Figura 2.3 – Contornos típicos das percentagem relativas da resistência no interior de uma viga [k]

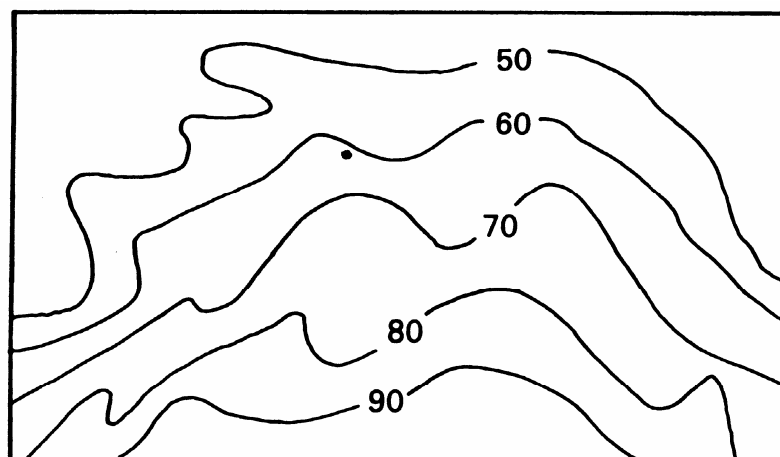


Figura 2.4 – Contornos típicos das percentagens relativas da resistência no interior de uma parede resistente [24]

A apreciação da variação da resistência “in situ” apresentada, apesar de indicar apenas uma tendência geral, permite, desde já, estabelecer uma primeira abordagem e realçar a importância da sua quantificação na altura de definição do programa de ensaios. Recorda-se que uma análise mais detalhada da variação da resistência “in situ” poderá ser sempre obtida de forma expedita, por aplicação extensiva de métodos de ensaio que causam danos insignificantes, ou mesmo nenhuns danos, na superfície do betão e são menos dispendiosos, como sejam, os ensaios de medição da dureza superficial e da velocidade de propagação de ultra-sons. Na Secção 2.5.3 - Análise da variabilidade – será feita uma abordagem mais aprofundada deste assunto.

A localização dos ensaios, conhecida a variabilidade da resistência “in situ”, as limitações de cada método de ensaio e as circunstâncias particulares de cada construção ou elemento, passará a depender apenas dos objectivos da investigação. Em linhas gerais poderão ser definidos os seguintes critérios [24]:

i) Se o objectivo é estimar a resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento de um elemento ou estrutura, os ensaios devem ser realizados em zonas de tensões consideradas críticas e à luz da previsão da distribuição da resistência no interior dos elementos;

ii) Se o objectivo é determinar o valor característico da resistência “in situ” para estabelecer comparações com os valores especificados para verificação da conformidade do material, os ensaios devem ser efectuados em betões típicos e, por isso, as zonas superiores mais fracas dos elementos devem ser evitadas. O ensaio a cerca de meia altura é recomendável para vigas, pilares e paredes e os ensaios em zonas superficiais das lajes devem restringir-se ao tecto a menos que a camada superior seja previamente removida. Devem tomar-se precauções para eliminar o material do topo das lajes, em 20% ou pelo menos 50 mm, quando se ensaiam carotes.

2.3.4 – Número de ensaios

A definição correcta do número de ensaios para se obter uma estimativa fiável da resistência “in situ” é, em determinadas situações, controversa. Alguns organismos de normalização (ASTM, BSI) especificam o número mínimo de leituras individuais, necessárias em cada método de ensaio para representar de forma singular uma determinada localização. No entanto, o número de localizações necessárias para representar o betão de uma estrutura como um todo (por exemplo, uma estrutura ou conjunto de elementos constituídos por betão proveniente do mesmo lote ou amassadura) terá que ser analisado e ponderado para cada situação em função dos objectivos do ensaio, do conhecimento da variabilidade do betão “in situ”, da precisão requerida, dos custos e dos danos envolvidos.

Número de leituras individuais representativas de uma localização.

As normas britânicas [16], referindo-se aos métodos de ensaio não destrutivos aplicados ao betão endurecido, definem localização como uma região do betão em estudo que, para efeitos práticos, se assume como possuindo qualidade uniforme. Porém, o betão é, por si só, um material heterogéneo em consequência da distribuição irregular da pasta de cimento e dos inertes ou até pela presença de pequenos defeitos locais. Por isso, qualquer leitura isolada efectuada no betão por qualquer dos métodos não destrutivos poderá diferir do valor correcto (admitindo-se que este é bem representado pela média), dependendo da

dispersão associada ao método em questão. Idealmente, quanto maior o número de leituras efectuadas maior a certeza quanto ao seu valor médio. Porém, não só por questões económicas mas sobretudo por limitações práticas, esse número terá que ser reduzido.

Para cada método de ensaio, dependendo da amplitude com que a grandeza por este medida é afectada pela heterogeneidade da distribuição do betão (variabilidade do próprio ensaio), existirá um número mínimo de leituras necessárias para representar, com um determinado grau de certeza, o valor médio da grandeza medida em determinada localização. Esse número é geralmente definido como sendo o “*número de leituras individuais representativas de uma localização*”.

O Quadro 2.2 apresenta, para diferentes métodos de ensaio, o número de leituras individuais mínimas que podem ser consideradas equivalentes a um resultado singular obtido numa determinada localização de um elemento.

Quadro 2.2 - Número de leituras individuais válidas, necessárias para representar uma localização, para diferentes métodos [14, 15, 17, 18, 24]

Método de ensaio	Número de leituras individuais válidas, recomendadas para uma localização
Carotes padrão	3
Carotes pequenos	9
Dureza superficial.	12
Velocidade de ultra-sons	1
Fractura interna	6
Resistência à penetração	3
Ensaio de arranque	4
Ensaio de tracção directa	6
Ensaio de tracção por flexão	5

2.4 - Análise e obtenção de correlações com a resistência

2.4.1 - Generalidades

Uma das aplicações mais solicitadas para os ensaios não destrutivos é, como se sabe, a estimativa da resistência “in situ”. Essa estimativa é normalmente efectuada com recurso a correlações empíricas, estabelecidas entre a propriedade medida pelo ensaio não destrutivo num dado betão e a resistência obtida em provetes padrão ou em carotes desse

mesmo betão.

Dada a dependência da maioria das correlações de um grande número de factores, cuja influência é muitas vezes difícil de quantificar, será muito pouco provável, salvo raras excepções, que correlações “padrão” de aplicação geral sejam adequadas às circunstâncias de uma determinada investigação. Para essas situações, o mais adequado será sempre desenvolver correlações apropriadas às condições particulares da construção ou elemento sob investigação. Nesse sentido, serão a seguir afluídos alguns dos factores a considerar, quer na análise das correlações já existentes, quer na obtenção de novas correlações com a resistência.

2.4.2 - Análise das correlações existentes

Poderão ser encontradas muitas relações de correlação entre a grandeza medida pelo ensaio não destrutivo e a resistência, quer em numerosos artigos científicos, quer em livros da especialidade ou, até mesmo, em documentação fornecida pelo próprio fabricante do aparelho.

A precisão da estimativa da resistência “in situ” dependerá, por um lado, da própria precisão da correlação associada a cada método de ensaio e, por outro, da “adaptabilidade” das correlações, isto é, da capacidade destas reproduzirem uma determinada situação verificada “in situ”. Enquanto que a precisão da correlação (veja-se o Quadro 2.2) é um factor intrínseco ao próprio método e, portanto, difícil de melhorar, a “adaptabilidade” das correlações poderá e deverá ser sempre verificada, no sentido de reduzir ou eliminar os factores que possam introduzir incertezas na estimativa, ou seja, antes de se aplicar uma correlação deverá verificar-se se as condições actuais “in situ” são idênticas àquelas que se verificaram durante a obtenção das correlações.

O número e tipo de factores que afectam as correlações com a resistência poderão ser diferentes para cada método de ensaio não destrutivo. Algumas correlações incluem mesmo parâmetros de correcção para alguns desses factores, na tentativa de alargar o “leque” de aplicações, enquanto outras são omissas nesse aspecto. Nos capítulos que se

seguem, onde será tratado individualmente cada um dos métodos de ensaio, será feita uma referência especial aos factores que afectam as correlações com a resistência “in situ”. Refira-se, a título de exemplo, sem referência a nenhum método em particular, alguns desses factores:

- As diferenças na composição do betão (quantidade, natureza, forma e textura dos inertes; tipo e quantidade de ligante; proporção ligante/ inertes; razão água/cimento; etc.);
- Diferenças nas condições de humidade (betão ensaiado saturado ou seco);
- O tipo e dimensão dos provetes utilizados para estabelecer a correlação;
- Carbonatação da superfície (alteração da relação entre as zonas superficial e interior do betão);
- Influência da idade do betão e tipo de cura (em alguns métodos as relações de correlação são diferentes para betões em idades curtas em relação a betões acima dos 28 dias);
- As diferenças no tipo de acabamento da superfície (cofragens metálicas poderão conduzir a diferenças significativas na camada superficial em relação às cofragens de madeira e isto poderá influenciar as medições em alguns dos ensaios);
- O equipamento utilizado (equipamento similar, com a mesma referência técnica, não significa que tenha a mesma relação de correlação);
- O procedimento utilizado (procedimentos diferentes poderão conduzir a resultados diferentes);
- Diferenças no estado de tensão do elemento ensaiado poderão afectar as leituras em alguns dos ensaios não destrutivos;
- Massa do provete de ensaio ou do elemento “in situ” (pode ser muito importante, por exemplo, no ensaio de dureza superficial, saber como se procedeu à calibração);
- Etc.

2.4.3 - Obtenção de novas correlações

Neste caso, o objectivo é produzir correlações adequadas a determinadas circunstâncias particulares de uma estrutura ou elemento sob investigação. Tais circunstâncias poderão ser reproduzidas em laboratório e as correlações assim obtidas serão adiante designadas por correlações laboratoriais. Em alternativa e, em determinadas situações, certamente mais recomendado, as correlações poderão ser obtidas directamente “in situ” pela comparação com a resistência equivalente em provetes cúbicos, obtida pelo ensaio de compressão de carotes extraídas dos próprios elementos em estudo. Neste caso, serão adiante designadas por correlações “in situ”.

De entre os vários métodos de ensaio não destrutivos, os ensaios próximos da superfície são particularmente indicados e recomendados pelas normas britânicas [16, 18], quando o objectivo principal da investigação é estimar a resistência “in situ”. Não significa, com isto, que não possam ser obtidas correlações com a resistência por recurso a outros métodos de ensaio para além destes.

Uma abordagem tanto quanto possível generalizada das regras e princípios básicos que regem o estabelecimento de correlações com a resistência justifica-se, nesta fase do trabalho, pela necessidade de se abrangerem, não só os ensaios próximos da superfície, que serão alvo de estudo detalhado nos próximos capítulos, mas também outros ensaios, nomeadamente os ensaios de medição da dureza superficial e da velocidade de propagação de ultra-sons, que também se incluem no presente trabalho.

Correlações laboratoriais

Antes de se iniciar um procedimento para estabelecer uma determinada correlação entre a grandeza medida por um ensaio não destrutivo e a resistência “in situ” deverão ser colocadas algumas questões importantes, cujas respostas influenciam certamente a metodologia adoptada. Uma primeira questão está relacionada com o objectivo da correlação, seguindo-se questões como a gama de resistências provável, o número de pontos necessários para definir a correlação, a forma e o número de provetes que definem

cada conjunto da série de ensaios (cada conjunto corresponde a um ponto da correlação), o número mínimo de leituras dos ensaios não destrutivos e dos ensaios de resistência para caracterizar cada conjunto, a forma das correlações e, eventualmente, a definição de limites de confiança para as correlações obtidas. Analisando cada uma destas questões à luz das normas britânicas [14, 16, 17, 18] e com aplicação aos ensaios apresentados no presente trabalho, as respostas poderão ser as seguintes:

Objectivo da correlação. Em geral poderão colocar-se as seguintes situações :

i) Se o objectivo é observar o desenvolvimento da resistência numa estrutura, o mais adequado será produzir vários conjuntos de provetes de uma mesma amassadura, de composição idêntica àquela que será colocada na estrutura e aplicar os ensaios em diferentes idades (um conjunto para cada idade), correspondentes a diferentes graus de maturidade do mesmo betão.

ii) Se o objectivo é avaliar a qualidade do betão de uma estrutura, será mais apropriado variar as proporções da amassadura do betão e efectuar os ensaios quando os betões atingirem uma idade pré-definida, por exemplo os 28 dias.

Gama de resistências provável. A correlação deverá ser adequada ao intervalo de resistências previsto para o betão sob investigação e os provetes de laboratório deverão reflectir esse intervalo. A adequabilidade e fiabilidade do equipamento de ensaio poderá ser avaliada para a gama de resistências prevista e, numa primeira análise, poderá também verificar-se a forma e tendência geral das correlações já existentes.

Número de pontos da correlação. Em geral, devem ser considerados pelo menos oito pontos de resistências diferentes, englobando a gama de resistências provável. Quando a forma e tendência geral da correlação for já conhecida, poderá considerar-se aceitável um número inferior de pontos, suficiente para ajustar a correlação à situação concreta. É lógico pensar-se que a validade da correlação aumentará se aumentarmos o número de pontos da correlação.

Forma e número de provetes que definem cada conjunto. A forma e o número de provetes necessários em cada conjunto será condicionada sobretudo pelo tipo de

equipamento utilizado, mais concretamente pelas limitações práticas de cada um dos métodos de ensaio.

Para alguns dos métodos de ensaio - por exemplo, para ensaios de medição da dureza superficial e da velocidade de propagação de ultra-sons que, para além de serem propriamente não destrutivos, apresentam poucas limitações em termos de execução – o número de provetes necessários será significativamente reduzido, por ser possível, após a realização do ensaio não destrutivo em provetes padrão (cúbicos ou cilíndricos), submeter os mesmos provetes ao ensaio de resistência. Para estes, será normalmente suficiente um provete para caracterizar um conjunto, ou melhor, um ponto da correlação. No entanto, o mais conveniente seria utilizar três provetes, o que corresponderia a três pontos da correlação para cada nível de resistência.

Para os ensaios parcialmente destrutivos serão geralmente necessários provetes de maiores dimensões por forma a satisfazer as exigências referentes às distâncias mínimas entre as localizações dos ensaios ou o afastamento mínimo em relação à superfície mais próxima. Nesses casos, é corrente produzir-se um provete prismático (laje), com dimensões suficientes para permitir a execução de um número mínimo de ensaios não destrutivos e, pelo menos, três provetes padrão para avaliar a resistência do betão colocado na laje. A laje e os provetes padrão deverão ser produzidos a partir de uma única amassadura, sujeitos a condições de cura idênticas e ensaiados na mesma condição.

Número mínimo de leituras dos ensaios não destrutivos e de resistência em cada conjunto. Quando são utilizados apenas provetes padrão, o número mínimo de leituras para caracterizar cada provete é especificado pela norma do respectivo ensaio e poderá diferir do número apresentado no Quadro 2.2, que diz respeito a uma localização. Quando são utilizados provetes prismáticos de maiores dimensões (lajes) o número mínimo de leituras dos ensaios não destrutivos corresponderá aos valores já referidos no Quadro 2.2. O número mínimo de ensaios de resistência será igual ao número de provetes padrão do conjunto.

Forma das correlações. Cada um dos pontos que definem a correlação será

traçado a partir de duas coordenadas, correspondentes aos valores obtidos em cada conjunto: o valor médio dos resultados dos ensaios não destrutivos e o valor médio da resistência à compressão. A equação desta correlação pode ser determinada por qualquer procedimento normalizado para estabelecer correlações.

Limites de confiança. Poderá ser conveniente a representação dos limites de confiança das correlações obtidas. Em geral interessam os intervalos de confiança de 95%.

Correlações “in-situ”

Em situações onde existam dúvidas acerca da representatividade dos provetes obtidos em laboratório face ao betão colocado na estrutura, poderá optar-se por estabelecer correlações “in situ”. Este tipo de correlações terá por base a comparação entre a grandeza medida pelo ensaio não destrutivo e a resistência obtida em carotes extraídas da própria estrutura, eliminando, desta forma, a incerteza resultante das diferenças entre o betão produzido em laboratório e o betão “in situ”, conduzindo a resultados mais fiáveis. O número de pontos da curva de correlação “in situ” poderá ser substancialmente reduzido se apoiado numa correlação laboratorial cuja forma e tendência geral tenha sido já definida.

Nas correlações “in situ” as carotes devem ser extraídas próximo das zonas onde serão aplicados os ensaios não destrutivos, salvaguardando as distâncias necessárias para evitar as interferências entre os vários ensaios. Os resultados devem ser obtidos em grupos de pelo menos três carotes, cada uma delas retirada em pelo menos duas zonas diferentes da área de ensaio seleccionada, correspondentes a valores extremos da gama de resistências envolvida.

2.5 - Interpretação dos resultados

2.5.1 - Introdução

A interpretação dos resultados dos ensaios não destrutivos destinados a estimar a resistência do betão “in situ” e conducentes ao desenvolvimento de conclusões, pode ser

considerada em três fases distintas [24, 25]:

- i) Tratamento dos dados,
- ii) Análise da variabilidade,
- iii) Estimativa da resistência “in situ”.

Nas secções seguintes cada uma destas três fases será desenvolvida.

2.5.2 – Tratamento dos dados

Os ensaios não destrutivos nem sempre fornecem a leitura directa da grandeza pretendida, sendo em alguns casos necessário efectuar pequenas correcções e/ou cálculos. Por exemplo o ensaio ultra-sónico fornece a leitura directa do tempo de percurso da onda. Para se obter a velocidade terá que dividir-se o comprimento do percurso (distância entre os transdutores emissor e receptor) pelo tempo de percurso medido pelo ensaio. Por outro lado, poderá ser necessário efectuar correcções devido à presença de armaduras. O resultado final será apenas a velocidade de propagação dos ultra-sons expresso em [km/s]. No caso particular dos métodos discutidos na presente dissertação, os parâmetros que interessa medir são os que constam no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Parâmetros medidos pelos ensaios e tratamento dos dados por localização

Método de ensaio	Parâmetro medido	Tratamento de dados por localização
Dureza superficial	Número de resalto [adimensional]	Valor médio, Desvio padrão, Coeficiente de variação.
Velocidade de propagação de ultra-sons	Velocidade, em [km/s]	
Resistência à penetração	Distância exposta, em [mm]	
Ensaio de arranque	Força de arranque, em [kN]	
Ensaio de tracção directa	Força de tracção, em [kN] ou Tensão de tracção, em [MPa]	
Carotes (*)	Resistência equivalente à compressão em provetes cúbicos, em [MPa]	
Provetes cúbicos ou cilíndricos (*)	Resistência à compressão, em [MPa]	

(*) Não se trata de um ensaio não destrutivo. Apenas foi incluído por servir de base ao estabelecimento das correlações apresentadas.

O tratamento dos dados inclui ainda a determinação do valor médio, do desvio padrão e do coeficiente de variação dos parâmetros medidos pelo ensaio em cada localização. De acordo com a norma britânica [16], localização é uma região do betão em estudo que, para efeitos práticos, se assume como possuindo qualidade uniforme, à qual, recorda-se, está associado um número mínimo de ensaios (Secção 2.3.4). Desta forma, poderá também considerar-se como localização cada um dos vários conjuntos de provetes que constitui uma série ou campanha de ensaios quando se estabelecem correlações.

2.5.3 – Análise da variabilidade

2.5.3.1 – Introdução

A análise de parâmetros estatísticos que quantificam a variabilidade, quer dos próprios ensaios não destrutivos, quer das propriedades do betão “in situ” (também elas avaliadas por aplicação de ensaios não destrutivos), poderá conduzir a algumas conclusões importantes, que a seguir se tentará exemplificar.

2.5.3.2 – Variabilidade do próprio ensaio

Uma característica estatística importante dos ensaios para avaliação da resistência do betão “in situ” é a variabilidade do próprio ensaio, por vezes também chamada de “repetibilidade”, traduzida da palavra inglesa “repeatability”. Ela é representada geralmente pela dispersão dos resultados quando o ensaio é repetido em betões idênticos usando o mesmo equipamento de ensaio, procedimentos e operadores [7]. Se os ensaios são repetidos no mesmo betão com a mesma maturidade, os resultados apresentam geralmente uma distribuição normal à volta do valor médio e o desvio padrão será, neste caso, uma medida da “repetibilidade”. Se os ensaios forem aplicados no mesmo betão a diferentes maturidades, apresentando valores médios diferentes e se o desvio padrão for proporcional ao valor médio, o coeficiente de variação será a medida correcta da “repetibilidade” [25].

O Quadro 2.4 mostra valores típicos do coeficiente de variação associados a cada um dos principais métodos de ensaio e que podem ser esperados para um elemento construído “in situ” a partir de várias amassaduras de um betão de boa qualidade.

A simples confrontação da “repetibilidade” obtida por aplicação de um determinado método de ensaio, com o valor típico da “repetibilidade” que lhe está geralmente associada, deverá ser suficiente para detectar a presença de circunstâncias anormais. Este facto, por si só, revela-se de grande utilidade.

Quadro 2.4 - Coeficientes de variação típicos de alguns dos ensaios [20, 29, 88]

Método de ensaio	Coeficientes de variação típicos, em %
Carotes padrão	10
Carotes pequenos	15
Dureza superficial	4
Velocidade dos ultra-sons	2,5
Fractura interna	16
Resistência à penetração	4
Ensaio de arranque	8
Ensaio de tracção directa	8
Ensaio de tracção por flexão	9

2.5.3.3 – Variabilidade das propriedades do betão “in situ”

O estudo da variabilidade do betão “in situ” poderá ser útil em fases diferentes de uma investigação, quer traduzindo o seu resultado final, quer uma fase intermédia de um programa de ensaios assente na interpretação progressiva dos resultados. Esta última será provavelmente aquela em que os estudos de variabilidade se poderão revelar mais úteis, por exemplo, ao permitirem localizar zonas críticas onde posteriormente se poderão aplicar ensaios mais fiáveis, mas infelizmente também, quase sempre, mais destrutivos ou mais dispendiosos.

Na Secção 2.3.3 foram já fornecidas algumas pistas sobre o padrão típico de variação da resistência do betão “in situ” para diferentes tipos de elementos, em consequência das variações nas operações de compactação e cura. Foi também aí referida a possibilidade de serem localizadas áreas de diferente qualidade, a partir de estudos de variabilidade efectuados com recurso a ensaios não destrutivos. Por exemplo, num

determinado elemento poderão ser detectadas e desenhadas as linhas que separam áreas de igual resistência, realizando os ensaios não destrutivos nos vários pontos de uma grelha desenhada na sua superfície.

Os ensaios que mais se adequam a esta finalidade, pela sua simplicidade e por não provocarem danos na superfície, são os ensaios de medição da dureza superficial e da velocidade de propagação de ultra-sons. Chama-se ainda a atenção para a conveniência deste “mapa” ser traçado com base no parâmetro directamente medido pelo ensaio, conforme referido no Quadro 2.3, sem necessidade de converter essas medições em resistências, evitando assim as incertezas introduzidos pelas correlações.

Uma outra utilidade dos estudos de variabilidade das propriedades do betão “in situ” poderá ser a estimativa do tipo de controle de qualidade utilizado na produção do betão. Uma estimativa deste tipo poderá ser conseguida pela análise da variabilidade da resistência do betão “in situ”, obtida por aplicação dos ensaios não destrutivos em localizações comparáveis de elementos similares de uma estrutura ou em localizações comparáveis de um elemento produzido a partir de várias amassaduras. Recorda-se que o controle de qualidade da produção do betão é feito geralmente pela análise da variabilidade da resistência à compressão obtida em provetes padrão e que esta poderá diferir da variabilidade registada “in situ”. Haverá, portanto, que ter muitas precauções na interpretação da variabilidade estimada para o betão “in situ” para evitar conclusões precipitadas.

2.5.4 – Estimativa da resistência “in situ”

2.5.4.1 – Introdução

O procedimento a adoptar na interpretação dos resultados de ensaios não destrutivos, nomeadamente na estimativa da resistência “in situ”, não pode ser encarado de forma isolada, mas antes como consequência natural da metodologia adoptada traduzida por um programa de ensaios. Nesse sentido, serão tratadas duas situações distintas

correspondentes a dois grandes objectivos, nos quais a estimativa da resistência “in situ” é importante. São elas:

- i) Estimativa da resistência “in situ” para verificação da conformidade,
- ii) Estimativa da resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento.

2.5.4.2 – Estimativa da resistência “in situ” para verificação da conformidade

A verificação da conformidade da qualidade de um betão, tal como é produzido, é feita por comparação do valor característico da tensão de rotura à compressão, obtido em provetes padrão desse betão, com o valor característico especificado nas normas para as diferentes classes de resistência [72]. O valor característico da tensão de rotura é definido como o valor da população das resistências do betão especificado que é atingido com probabilidade de 95%, com referência a provetes de ensaio com determinada geometria, curados e ensaiados de forma normalizada [28, 34, 38, 72, 78].

A verificação da conformidade da resistência do betão “in situ” a partir de medições efectuadas com recurso aos ensaios não destrutivos é, infelizmente, muito mais complexa. Essa complexidade é consequência da existência de duas “fontes” de incerteza, consideradas distintas e que a seguir se descrevem.

i) A primeira fonte de incerteza resulta das diferenças básicas entre a resistência do betão “in situ” e aquela obtida em provetes padrão utilizados na verificação da conformidade do betão. Uma breve discussão sobre este assunto foi já apresentada no Capítulo 1. Dessa discussão interessa salientar as conclusões apresentadas por Price e Hynes [79], que aliás parecem beneficiar de um consenso geral, de que a resistência “in situ”, representada pela resistência equivalente em cubos, obtida por ensaio à compressão de carotes, é geralmente inferior ao valor obtido em cubos padrão da mesma amassadura, curados e ensaiados de forma normalizada. Os valores apresentados no Quadro 2.5 mostram a tendência geral desta diferença de acordo com o tipo de elemento e podem ser considerados como valores típicos.

O Quadro 2.5 tem por base provetes saturados. Recordar-se que os provetes secos

fornecem geralmente resistências que são cerca de 10 a 15% superiores, em relação aos mesmos provetes no estado saturado.

Quadro 2.5 – Comparação entre as resistências “in situ” e em provetes padrão

Tipo de elemento	Valores típicos da percentagem da resistência equivalente em cubos “in situ” em relação à resistência obtida em provetes cúbicos padrão (*)	
	Média	Intervalo de variação
PILAR	65%	55% - 75%
PAREDE	65%	45% - 95%
VIGA	75%	60% - 100%
LAJE	50%	40% - 60%

(*) Determinada, em ambos os casos, aos 28 dias e em provetes saturados [24]

ii) A segunda fonte de incerteza é consequência do facto dos valores da resistência à compressão “in situ” não serem valores absolutos, mas sim, valores estimados. Haverá, portanto, que contabilizar o erro resultante do uso das correlações entre a grandeza medida pelo ensaio não destrutivo e a resistência à compressão do betão “in situ”. A este respeito, o Quadro 2.6 apresenta, para diferentes métodos de ensaio, o intervalo de confiança de 95%, que pode ser esperado para a estimativa da resistência “in situ”, em condições ideais e com calibrações específicas para cada amassadura.

Quadro 2.6 – Características das correlações com a resistência “in situ” em diferentes métodos de ensaio não destrutivos [24]

Método de ensaio	Número de ensaios válidos representativos de uma localização	Limites de confiança de 95 % para a estimativa da resistência do betão “in situ”	Exigências de cada correlação
Fractura interna	6	± 30 %	Específica para cada método de carga e para cada composição do betão
Arranque	4	± 20 %	Generalizada para inertes naturais
Tracção directa	6	± 15 % (em condições de laboratório)	Específica para cada composição do betão
Resistência à penetração	3	± 20 %	Específica para cada tipo de inertes.
Tracção por flexão	5	± 20 %	Específica para cada composição do betão
Velocidade de propagação de ultra-sons	1	± 20 %	Específica para cada composição do betão
Dureza superficial	12	± 25 %	Específica para cada composição do betão

Repare-se que apenas a correlação obtida pelo ensaio de arranque poderá ser generalizada para inertes naturais, embora seja recomendado por alguns autores [24, 25, 52, 75] a utilização de correlações específicas quanto se pretende maior precisão na estimativa da resistência.

Procedimentos a adoptar na verificação da conformidade.

Para estimar a resistência “in situ”, os ensaios não destrutivos são aplicados num determinado número de localizações e, em cada localização, o valor médio da grandeza medida pelo ensaio é convertido em resistência à compressão com recurso a uma correlação específica. Numa segunda fase, conhecidos já os valores médios da resistência à compressão do betão em várias localizações, poderão adoptar-se dois procedimentos para a verificação da conformidade:

i) No primeiro procedimento, tendo por base métodos estatísticos adequados, estima-se o valor característico da resistência “in situ”. Esse valor, depois de corrigido tendo em conta as diferenças entre a resistência do betão “in situ” e dos provetes padrão, poderá ser comparado com a resistência característica especificada pelas normas para verificação da conformidade. Este primeiro procedimento só será recomendado nos casos em que se disponha de um número significativo de resultados “in situ” [24, 25].

Vejamos então de que forma se poderá determinar o valor característico da resistência do betão “in situ”. Foi desenvolvido em 1986 um procedimento estatístico rigoroso para estabelecer a relação de correlação e estimar a resistência característica “in situ” para um determinado nível de confiança [2, 86]. Basicamente, este procedimento estima a resistência característica e a sua incerteza. É, no entanto, um procedimento complexo o que tem dificultado a sua aplicação. Um outro método, simplificado em relação ao anterior e implementado em software, foi desenvolvido por Carino [26] em 1987, especialmente para aplicação ao ensaio de arranque e, segundo estudos do mesmo autor, conduz a estimativas similares da resistência característica “in situ”, em comparação com o método rigoroso. Este método teve em consideração as seguintes fontes de variabilidade ou

incerteza:

- A variabilidade da resistência “in situ” do betão,
- A incerteza no valor médio da leitura do ensaio de arranque,
- A incerteza na relação de correlação.

Um outro procedimento, anterior aos métodos rigoroso e simplificado, desenvolvido na Dinamarca [13, 48], utiliza o limite de tolerância inferior da resistência “in situ” como a resistência característica. O limite de tolerância inferior é um termo estatístico que representa o valor que se espera que seja excedido por uma determinada fracção da população com um certo grau de confiança (ou nível de probabilidade). Este método tem sido criticado [85, 86] porque a sua aplicação pressupõe que sejam admitidas as seguintes hipóteses:

- A relação de correlação não tem nenhum erro, isto é, os coeficientes de correlação são conhecidos com certeza absoluta,
- O desvio padrão da resistência à compressão “in situ” é assumido como sendo igual ao desvio padrão da resistência à compressão estimada a partir da curva de correlação.

A primeira hipótese pode conduzir a uma estimativa pouco conservadora da resistência “in situ”, enquanto que a segunda hipótese é provável que seja conservadora porque a variabilidade da resistência à compressão “in situ” não se espera que seja tão elevada quanto aquela obtida pelos ensaios não destrutivos. Estudos comparativos realizados por Carino [85] utilizando o ensaio de arranque revelaram que, em geral, o método é muito conservador em relação aos métodos rigoroso e simplificado. Apesar de menos rigoroso, a simplicidade de aplicação deste método justifica a sua abordagem mais detalhada.

No método do limite de tolerância inferior, o valor característico da tensão de rotura à compressão “in situ” é dado pela seguinte expressão:

$$f'_{ck} = f'_{cm} - k \cdot S'_n \quad (2.1)$$

Onde:

- f'_{ck} = Valor característico de n resultados da tensão de rotura à compressão do betão “in situ”, obtidos por estimativa;
- f'_{cm} = Valor médio de n resultados da tensão de rotura à compressão do betão “in situ”, obtidos por estimativa;
- k = Factor de tolerância “in situ” para n resultados (Quadro 2.7);
- S'_n = Desvio padrão de n valores da tensão de rotura à compressão do betão “in situ”, obtidos por estimativa.

Quadro 2.7 – Factor de tolerância “in situ” para um nível de confiança de 95% sugerido em função do número de resultados [22]

Número de resultados	Factor de tolerância “in situ”, k
3	10,31
4	4,00
5	3,00
6	2,57
8	2,23
10	2,07
12	1,98
15	1,90
20	1,82
∞	1,64

O factor de tolerância k depende do número de resultados e do nível de confiança desejado. O Quadro 2.7 mostra os factores de tolerância “in situ” para um nível de confiança de 95%, assumindo uma distribuição normal.

ii) O segundo procedimento, recomendado por Bungey e Millard [24] quando o número de resultados “in situ” é escasso, tem por base a comparação entre o valor médio da resistência “in situ” estimada a partir dos ensaios não destrutivos e o valor médio da resistência à compressão previsto para os provetes padrão da classe de resistência desejável para esse betão. Também neste caso deverá ser contabilizada a diferença entre o valor das resistências “in situ” e em provetes padrão, quando se estabelece a comparação.

Vejam os então de que forma se poderá estimar o valor médio da resistência à

compressão em provetes padrão, conhecida a classe de resistência do betão. Para tal consideremos as seguintes definições de acordo com a norma portuguesa NPENV206 [72]: a classe de resistência de um betão é caracterizada pelo valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade, referida a determinada geometria de provetes, moldados, curados e ensaiados em condições normalizadas; o valor característico da tensão de rotura é o valor da população das resistências que é obtido com probabilidade de 95%, assumindo uma distribuição normal.

A relação entre o valor médio e o valor característico da resistência será então meramente estatística, ou seja, conhecido o valor médio ($f_{cm,28}$) e o desvio padrão (S_n) da resistência à compressão de um determinado número de amostras (n), determina-se o valor característico (f_{ck}) por uma expressão do tipo:

$$f_{ck} = f_{cm,28} - \lambda \cdot S_n \quad (2.2)$$

Onde λ é um parâmetro estatístico que algumas normas fazem depender do número de amostras para garantir o mesmo nível de probabilidade. Para um número elevado de amostras, λ é aproximadamente 1,64.

Consideremos agora a situação inversa, ou seja, a determinação do valor médio a partir do valor característico. Analisando a Equação 2.2, o problema que se depara de imediato é o valor a adoptar para o desvio padrão e para o parâmetro λ . A solução deste problema passa pela estimativa do valor do desvio padrão. Repare-se que se admitirmos que o valor do desvio padrão estimado representa bem o seu valor real, poderemos considerar que o valor de λ é 1,64. Nesta situação a hipótese que se apresenta a seguir poderá revelar-se útil.

Admitindo que a média aritmética e o quadrado do valor do desvio padrão são uma boa estimativa da média e da variância da distribuição estatística da população que as amostras apresentam e admitindo uma distribuição normal, o valor característico da tensão de rotura (f_{ck}) distará da média 1,64 desvios padrão.

Assim:

$$f_{ck} = f_{cm,28} - 1,64 \cdot S_n \quad (2.3)$$

ou seja,

$$f_{cm,28} = f_{ck} + 1,64 \cdot S_n \quad (2.4)$$

Onde:

$f_{cm,28}$ é a resistência média do conjunto de amostras aos 28 dias;

f_{ck} é a resistência característica especificada para o betão;

S_n é o desvio padrão das resistências do conjunto de amostras, determinado da seguinte forma:

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum (f_{ci,28} - f_{cm,28})^2}{n - 1}} \quad (2.5)$$

Sendo: $f_{ci,28}$ valor médio da resistência na amostra i aos 28 dias,

n o número de amostras,

$f_{cm,28}$ média aritmética dos valores de $f_{ci,28}$.

Considerando que o coeficiente de variação (cv) é representado pela relação entre o desvio padrão (S_n) e a média (f_{cm}) da seguinte forma (Equação 2.6):

$$cv = S_n / f_{cm} \quad (2.6)$$

Atendendo às Equações 2.4 e 2.6, conclui-se que o valor médio poderá ainda ser determinado pela expressão:

$$f_{cm,28} = \frac{f_{ck}}{1 - 1,64 \cdot cv} \quad (2.7)$$

As Equações 2.4 e 2.7 apresentadas atrás, permitem calcular o valor médio especificado para um determinado betão conhecido o valor característico da sua tensão de rotura e o valor estimado para o desvio padrão ou o coeficiente de variação,

respectivamente no caso da Equação 2.4 ou da Equação 2.7. O valor médio obtido a partir destas equações terá por referência provetes de betão com a mesma geometria e as mesmas condições de moldagem, cura e ensaio especificadas para o valor característico. O mesmo princípio deveria aplicar-se na estimativa quer do desvio padrão quer do coeficiente de variação.

Uma questão que se poderá colocar neste momento é saber em que situações se utiliza uma ou outra equação - Equação 2.4 ou Equação 2.7 – e quais os valores típicos a adoptar quer para o desvio padrão quer para o coeficiente de variação. Sobre esta questão podem fazer-se as considerações que a seguir se apresentam.

Poderá dizer-se que, para um nível de controle de qualidade constante, os dois métodos fornecem valores idênticos quando, quer o desvio padrão quer o coeficiente de variação, determinados para um betão, são utilizados como estimativa para calcular o valor médio de um outro betão com aproximadamente o mesmo nível de resistência característica. Porém, quando esses dados são utilizados para estimar o valor médio de um betão com resistência característica diferente, os dois métodos conduzirão provavelmente a resultados diferentes, que dependerão da forma como o desvio padrão ou o coeficiente de variação são afectados pela alteração da resistência.

Segundo uma recomendação do ACI 214-77 (reaprovado em 1989) [1], a decisão sobre qual dos parâmetros (desvio padrão ou coeficiente de variação) melhor representa a dispersão, depende de qual das medidas se mostra mais claramente constante na gama de resistências características de uma situação particular.

Uma outra situação que se poderá proporcionar e que igualmente exige uma análise da forma como variam o desvio padrão e o coeficiente de variação está relacionada com as alterações no nível de controle de qualidade utilizado na produção do betão. Se os parâmetros da dispersão medidos num betão, produzido com um determinado nível de controle de qualidade, são utilizados como estimativa para determinar o valor médio de um outro betão com a mesma resistência característica, mas produzido com um nível de

controle de qualidade diferente, os valores dados pelos dois métodos serão provavelmente diferentes, dependendo, desta vez, do nível de controle de qualidade.

O nível de controle de qualidade está associado à variabilidade da qualidade e das proporções dos componentes da mistura entre amassaduras e às variações resultantes das operações de amassadura e transporte, reflectindo-se em alterações nos valores do desvio padrão e do coeficiente de variação. Interessa, portanto, observar a forma como estes parâmetros variam em função dos níveis de controle de qualidade.

O Quadro 2.8, sugerido pelo ACI 214-77 (reaprovado em 1989) [1], apresenta valores típicos do desvio padrão para betões com resistências até 35 MPa, tendo por base a hipótese de um desvio padrão constante.

Quadro 2.8 – Classificação do padrão de controle da produção dos betões com resistências até 35 MPa [1]

Padrão de controle da produção	Desvio padrão em [MPa]	
	Produzido "in situ"	Produzido em laboratório
Excelente	< 3	< 1,5
Muito bom	3 – 3,5	1,5
Bom	3,5 – 4	1,5 – 2
Satisfatório	4 – 5	2 – 2,5
Pobre	> 5	> 2,5

Neville [67], ao referir-se às recomendações do ACI, nomeadamente aos valores apresentados no Quadro 2.8, levanta algumas reservas quanto à sua aplicação actual. Refere, por exemplo, o facto do Quadro 2.8 reflectir o controle de produção em meados da década de 70, acrescentando que as melhorias entretanto introduzidas nos equipamentos de produção justificam uma ligeira redução dos valores do desvio padrão.

Lourenço [60], referindo-se a trabalhos realizados por Coutinho, apresenta de forma resumida valores típicos do desvio padrão em função do modo de medição dos componentes e da forma como é feito o controle da produção do betão. É de supor que este estudo tenha sido obtido a partir do ensaio à compressão de provetes cúbicos de 20 cm de aresta. Estes valores estão apresentados no Quadro 2.9, válido para betões com resistências médias à compressão superiores a 35 MPa.

Quadro 2.9 – Desvios padrão em MPa em função das condições de produção do betão [60]

Medição dos componentes		Grau de controle da produção	Desvio padrão [MPa]
Cimento	Inertes		
Peso (servo-mecanismo)	Peso (servo-mecanismo)	Fraco	5,6
		Normal	4,6
		Bom	3,6
Peso	Peso	Fraco	6,5
		Normal	5,4
		Bom	4,4
Peso	Volume	Fraco	7,2
		Normal	6,0
		Bom	4,7
Volume	Volume	Fraco	7,6
		Normal	6,5
		Bom	5,2

Bungey e Millard [24] sugerem para uso geral a adopção dos valores do desvio padrão apresentados no Quadro 2.10, os quais consideram como sendo típicos para provetes cúbicos normalizados, utilizados no controle da produção do betão.

Quadro 2.10 – Valores típicos do desvio padrão dos provetes cúbicos utilizados no controle de produção [24]

Nível de controle da produção e da construção	Desvio padrão dos provetes de controle [MPa]
Muito bom	3,0
Normal	5,0
Baixo	7,0

Um assunto que interessa abordar neste momento é a “adequabilidade” dos valores da dispersão apresentados quando o objectivo é o de fabricar betões de alta resistência. Os valores apresentados no Quadro 2.9, que se aplicam a resistências superiores a 35 MPa, poderiam parecer à partida “exagerados”. No entanto, se atendermos ao facto de que só é possível fabricar um betão de alta resistência em centrais modernas, com um rigoroso controle de qualidade dos materiais, uma variabilidade da mistura baixa e com operadores muito experientes, poderá estimar-se, por consulta do referido Quadro, um desvio padrão compreendido entre os 3,6 MPa e os 5,6 MPa.

O intervalo de variação de 3,6 MPa a 5,6 MPa parece coincidir com valores apresentados por outros autores. Por exemplo, o ACI 363 R-84 [4] reconhece que o desvio padrão do betão de alta resistência se torna uniforme na gama de 3,5 MPa a 4,8 MPa.

Neville [67], por outro lado, refere a existência de uma resistência limite (cerca de 31 MPa) abaixo da qual o coeficiente de variação é constante e acima da qual passa a ser o desvio padrão o parâmetro constante. Erntroy [33] refere um valor constante do desvio padrão da ordem de 5,5 MPa para resistências médias à compressão a partir dos 35 MPa, Figura 2.5.

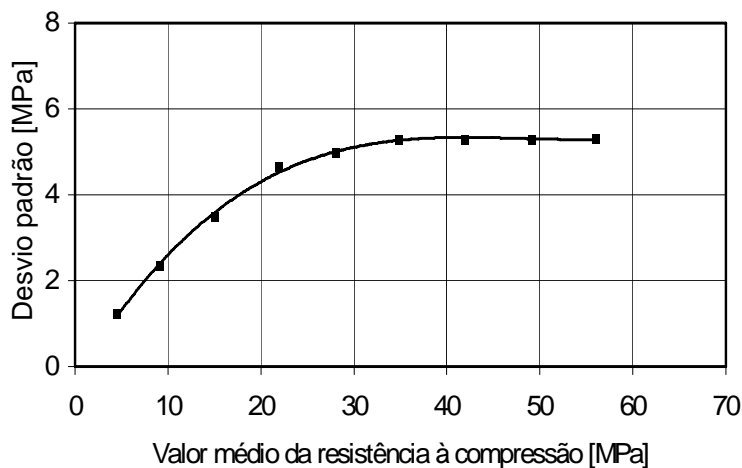


Figura 2.5 – Relação entre o desvio padrão e a resistência média de provetes padrão obtida em betões produzidos “in situ” [33]

O Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos [77] admitia já, de certa forma, a existência de uma resistência limite de 35 MPa, conforme se pode inferir do Quadro 2.11.

Quadro 2.11 – Valores máximos dos parâmetros definidores da qualidade referidos pelo RBLH [77]

Qualidade do Betão	Parâmetros definidores da qualidade	Valor médio da tensão de rotura aos 28 dias [MPa]			
		Compressão		Flexão	
		≤ 35	> 35	≤ 5,0	> 5,0
1	Coeficiente de variação (percentagem)	16	---	12	---
	Desvio padrão [MPa]	---	5,5	---	0,6
2	Coeficiente de variação (percentagem)	20	---	16	---
	Desvio padrão [MPa]	---	7,0	---	0,8
3	Coeficiente de variação (percentagem)	Sem especificação			
	Desvio padrão [MPa]				

Nota: Estes valores estão referidos a ensaios de compressão sobre provetes cúbicos com 20 cm de aresta e a ensaios de flexão sobre provetes prismáticos com dimensões de 15 cm x 15 cm x 55 cm.

Repare-se na nítida separação que é feita para os níveis de resistência à compressão abaixo e acima de 35 MPa, quanto ao parâmetro definidor da qualidade a utilizar.

2.5.4.3 – Estimativa da resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento

Em determinadas situações, nomeadamente quando o objectivo é determinar o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, poderá ser mais importante determinar a resistência média numa zona crítica em vez da resistência característica em zonas típicas.

O valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão obtém-se dividindo o valor característico da tensão de rotura por um determinado factor de segurança, no caso português esse coeficiente de segurança é de 1,5 [78]. O factor de segurança destina-se a contabilizar, em parte, as incertezas que envolvem o trabalho do betão, a sua possível falta de homogeneidade, futura deterioração e as diferenças entre a resistência “in situ” e aquela medida em provetes padrão que estiveram na base da determinação da tensão característica de rotura. Assim sendo, o valor de cálculo poderá ser interpretado como um valor mínimo “in situ” de projecto.

À luz desta interpretação, Bungey e Millard [24] sugerem que, se o betão pertence a uma localização crítica, se defenda que o valor mínimo medido possa ser usado directamente como a resistência do betão de dimensionamento com nenhum factor de segurança aplicado. Contudo, os autores acrescentam que, na prática, é mais apropriado usar o valor médio de um conjunto de ensaios em localizações críticas e aplicar um factor de segurança para contabilizar os efeitos da variabilidade do ensaio, possível falta de homogeneidade do betão e futura deterioração. A norma britânica BS 6089 [19] prevê esta situação e recomenda um factor de segurança de 1,2 para uso geral. Caso existam dúvidas acerca dos resultados dos ensaios ou se o betão ensaiado não é de uma região crítica, poderá justificar-se a adopção de um factor de segurança maior.

ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL

CAPÍTULO 3 - ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL

3.1 - Introdução

A dureza superficial é uma propriedade mensurável da superfície do betão que, em condições normais, aumenta com a idade e com a resistência. Este facto conduziu ao desenvolvimento de métodos de ensaio para medir esta propriedade e, desde logo, a tentativas no sentido de estabelecer a sua relação com a resistência. Contudo, nenhuma relação fundamental ou correlação única foi encontrada entre estas duas propriedades, ou mesmo, entre a dureza e outra propriedade mensurável do betão [17, 24, 63]. Apesar disso, é possível conseguir correlações com precisão aceitável, se as calibrações forem obtidas para um conjunto de circunstâncias específicas em cada situação [63]. A utilidade destes ensaios não se esgota, porém, apenas na estimativa do valor da resistência e, como se verá mais adiante, eles poderão ser úteis num vasto número de outras aplicações.

Os métodos de ensaio entretanto desenvolvidos para medir a dureza superficial podem dividir-se em dois grupos: os métodos de medição da indentação e os métodos de medição do ressalto.

Métodos de medição da indentação

Os métodos de medição da indentação tiveram origem na Alemanha em 1934, tendo sido incorporados nas normas alemãs em 1935 [63]. Estes ensaios baseiam-se na medição da largura e profundidade da indentação provocada na superfície em consequência do impacto de uma determinada massa com uma determinada energia cinética. Os três equipamentos de ensaio historicamente conhecidos, baseados neste princípio, são a pistola de ensaio de Williams, o martelo de mola de Frank e o martelo pendular de Einbeck.

Apesar de existir uma relação aparente teórica muito pequena entre a resistência

do betão e a sua dureza, medida pelos métodos de indentação, muitos investigadores publicaram correlações empíricas entre estas propriedades [63]. No entanto, talvez pela imprecisão das suas correlações, os métodos de indentação foram já abandonados, o que aliás é referido por Malhotra [63] e confirmado pela norma britânica “BS1881: Part 202: 1986” [17] que, referindo-se ao facto do método de indentação não ser mais utilizado, passa a considerar apenas o método do ressalto (de mola) na medida da dureza superficial.

Métodos de medição do ressalto

O método do ressalto surgiu em 1948 e foi desenvolvido pelo Engenheiro Suíço, Ernst Schmidt [24, 63], que projectou um aparelho de ensaio para medir a dureza do betão pelo princípio do ressalto, o qual ficou conhecido por “Martelo de Ressalto de Schmidt” ou, mais correntemente, por “Esclerómetro de Schmidt”. Este método ganhou aceitação considerável desde então e as versões mais modernas, baseadas no mesmo princípio, têm sido usadas em todo o mundo. Podem, por exemplo, ser encontradas recomendações acerca do seu uso na norma britânica BS 1881: Part 202 [17], na norma americana ASTM C805 [11] e nas normas ISO.

Na sua essência, o método consiste em medir o ressalto de uma massa elástica depois de sofrer impacto contra o betão. Este princípio serviu de base à definição daquilo que hoje se convencionou ser uma medida da dureza superficial. A norma britânica [17], por exemplo, define dureza superficial como «uma propriedade da superfície do betão medida em termos da proporção de energia devolvida a uma massa padrão que é projectada contra a superfície, ou contra uma haste em contacto com a superfície, com uma energia inicial fixa».

Todas as considerações que se fizerem na parte restante deste capítulo, em relação aos ensaios de medição da dureza superficial, serão sempre referentes aos métodos de ressalto medidos com base no esclerómetro de Schmidt.

3.2 - Aplicações

Em geral são identificadas as seguintes aplicações úteis para os ensaios de medição da dureza superficial com recurso ao esclerómetro de Schmidt [11, 17, 24, 63]:

1. Verificar a uniformidade da qualidade do betão;
2. Comparar um betão com determinadas exigências específicas;
3. Estimar aproximadamente a resistência;
4. Avaliar a qualidade do revestimento.

1. Verificação da uniformidade da qualidade do betão

Foi já referido no Capítulo 2 que a aplicação mais importante e mais fiável do ensaio de medição da dureza superficial é para as situações onde não é necessário converter os resultados para qualquer outra propriedade do betão. Nesse sentido - e beneficiando ainda do facto destes ensaios serem mais económicos, mais rápidos de executar e menos destrutivos que a maioria dos outros ensaios secundários - eles poderão ser utilizados com grandes vantagens na monitorização de grandes áreas para análise comparativa, permitindo definir áreas de diferente qualidade a partir apenas do número de ressalto. Do mesmo modo, são também úteis para detectar zonas críticas onde posteriormente poderão ser aplicados outros ensaios mais fiáveis, mas também muitas vezes mais dispendiosos ou que causam maiores danos à superfície do betão.

2. Comparação um betão com determinadas exigências específicas

Na indústria da pré-fabricação, onde os procedimentos são muitas vezes repetitivos, é possível manter constantes um maior número de factores que influenciam os resultados do esclerómetro de Schmidt. Tirando partido dessa situação, poderá ser útil definir-se um valor mínimo do número de ressalto correspondente a determinada exigência específica do betão em termos da resistência adequada, por exemplo, para a remoção de suportes temporários, transporte dos elementos ou aplicação de pré-esforço. Esse valor deverá ser estabelecido com base em experiências passadas sobre o desempenho do

elemento em questão, por exemplo, quando este foi submetido a uma carga de prova ou outros ensaios destrutivos para verificação da conformidade [17, 24]. Na verificação da conformidade, um pequeno número de ensaios destrutivos pode também ser complementado por um número elevado de ensaios de dureza que cobrem uma área mais extensa [17].

3. Estimativa aproximada da resistência

Esta representa a aplicação menos fiável e por isso as normas são claras ao referirem que este método não pode ser considerado como alternativa para a determinação da resistência [11, 17], mas somente como um método preliminar ou complementar útil [17]. A precisão depende inteiramente da eliminação de influências que não são levadas em conta nas calibrações. Deste modo, a utilização do esclerómetro de Schmidt para estimar a resistência “in-situ” não deve nunca ser tentada a menos que calibrações específicas se encontrem disponíveis e, mesmo assim, o recurso apenas a este método não é recomendável [24, 63]. Idealmente, o número de ressalto deveria ser correlacionado com a resistência à compressão obtida pelo ensaio de carotes [11].

4. Avaliar a qualidade do revestimento

O acesso à qualidade do revestimento de um pavimento em betão pode ser baseado na sua dureza. A característica da superfície do betão que governa a resistência à abrasão tem mostrado uma razoável correlação com as características que determinam as leituras do martelo de ressalto [17]. A este respeito Bungey e Millard [24] referem que resistência à abrasão é geralmente afectada pelos mesmos factores que a dureza superficial e por isso é natural que o martelo de Schmidt possa fornecer informação útil acerca desta propriedade.

3.3 - Equipamentos de ensaio

Existem vários martelos de ressalto comercialmente disponíveis, os quais fornecem diferentes energias de impacto e áreas de contacto, aplicáveis a betões leves, betões estruturais normais e a grandes massas de betão. Como exemplo, apresenta-se a seguir uma lista de alguns dos equipamentos deste tipo comercializados pela empresa suíça PROCEQ, SA [80], fazendo também uma breve referência à sua aptidão principal em função do tipo de betões e elementos em estudo.

Diferentes tipos de martelos de ressalto (esclerómetros) comercializados pela PROCEQ, SA [80]:

Tipo N – energia de impacto = 2,207 N.m – é adequado para ensaiar betões em construções correntes de edifícios e pontes;

Tipo NR – energia de impacto = 2,207 N.m – corresponde substancialmente ao tipo N, mas está equipado com um acessório especial de registo;

Tipo L – energia de impacto = 0,735 N.m – é uma versão reduzida do tipo N. É adequado para ensaiar elementos de betão de tamanho reduzido ou sensíveis ao impacto e para ensaiar pedras artificiais;

Tipo LR - energia de impacto = 0,735 N.m – corresponde substancialmente ao tipo L, mas está equipado com um acessório especial de registo;

Tipo LB – energia de impacto = 0,735 N.m – é particularmente adequado para o controle contínuo da qualidade de produtos cerâmicos;

Tipo M – energia de impacto = 29,43 N.m – é especialmente indicado para determinar a resistência da massa do betão e para testar a qualidade dos pavimentos em betão de estradas e de pistas de aviação.

Tipo P – martelo pendular, com energia de impacto = 0,883 N.m – é adequado para ensaiar materiais de baixa dureza e resistência tais como materiais de construção leves (de baixa densidade). Para betões de baixa resistência (resistência à compressão em cubos de 5 MPa a 25 MPa) o tipo P dá melhores resultados que os tipos N e L.

Tipo PT – energia de impacto = 0,883 N.m – é adequado para ensaiar materiais de construção com resistências à compressão extremamente baixas (resistências à compressão em cubos de 0,5 a 5 MPa). A área de impacto do pistão do aparelho é maior em comparação com o tipo P.

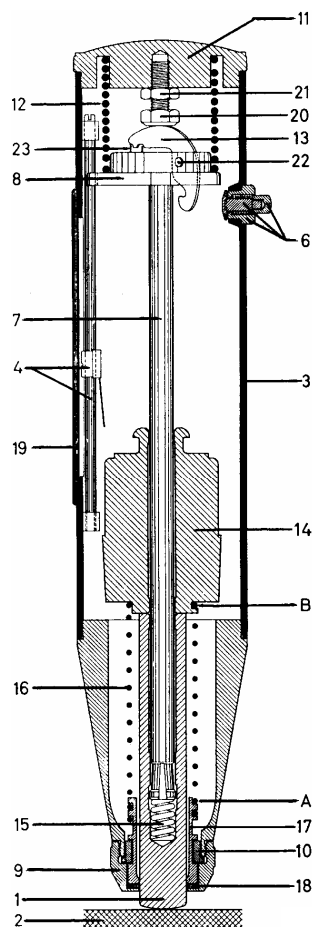
Refira-se que o aparelho mais correntemente utilizado, por ser mais apropriado para betão estrutural normal, com resistências da gama de 20 MPa a 60 MPa, é o martelo de ressalto (esclerómetro) do Tipo N, com uma energia de impacto de cerca de 2,2 N.m. A Figura 3.1 ilustra um aparelho deste tipo. Na mesma Figura observa-se também a pedra de carborundo e a caixa de transporte do equipamento. A Figura 3.2 mostra a secção longitudinal do mesmo aparelho.

O esclerómetro que consta na Figura 3.1 foi também o aparelho utilizado na análise experimental que se apresenta neste trabalho, com respeito à medição da dureza superficial, seleccionado de entre as opções disponíveis no Laboratório de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade da Beira Interior (UBI), os esclerómetros dos Tipos N e L. Acrescenta-se que os pormenores de procedimento de ensaio apresentadas pela norma britânica [17], tais como o espaçamento mínimo entre as posições de impacto, referem-se especificamente a este esclerómetro. Por outro lado, também a norma americana [11] faz referência à determinação do número de ressalto em betões endurecidos, por aplicação de um martelo de aço accionado por uma mola, no qual esta versão se inclui.

Por todas as razões já referidas, mas em especial por ser o equipamento mais utilizado e por ter servido de base à análise experimental do presente trabalho, justifica-se uma abordagem mais pormenorizada do esclerómetro de ensaio do Tipo N. Em geral, as recomendações apresentadas neste capítulo podem ser generalizadas a todos os martelos de ressalto de mola. Porém, determinados factores dirão respeito apenas ao martelo (esclerómetro) do Tipo N e, nesse caso, será feita uma referência especial, para a qual se recomenda especial atenção.



Figura 3.1 – Esclerómetro de Schmidt do Tipo N (energia de impacto = 2,207 N.m)



LEGENDA:

- 1- Pistão de impacto.
- 2- Superfície de ensaio.
- 3- Corpo do aparelho.
- 4- Ponteiro e respectiva haste de guia.
- 5- ---
- 6- Botão de bloqueio.
- 7- Haste de guia do martelo.
- 8- Disco.
- 9- Porca.
- 10- Anilha.
- 11- Garra.
- 12- Massa do martelo.
- 13- Mola de retenção.
- 14- Mola de impacto.
- 15- Manga de guia.
- 16- Anilha de feltro.
- 17- Lâmina em plástico com escala de leitura impressa.
- 18- Parafuso de ajustamento.
- 19- Porca de bloqueio.
- 20- Parafuso de ajustamento.
- 21- Porca de bloqueio.
- 22- Pino.
- 23- Mola de garra.

Figura 3.2 – Secção longitudinal do esclerómetro de Schmidt do Tipo N [80]

Considere-se como referência a Figura 3.2. Poderá então descrever-se o aparelho de ressalto no seu interior como sendo constituído por uma mola (16) e uma massa (14) que se deslocam ao longo de uma haste que serve de guia (7). Quando o pistão do aparelho (1) é pressionado contra a superfície do betão (esta pressão deverá aumentar de forma lenta e gradual), a garra (13) tracciona, por sua vez, a massa (14) e a mola (16) no interior do aparelho que se liberta automaticamente quando o pistão se encontra totalmente pressionado. Quando a mola é libertada (16), projecta a massa do aparelho (14) contra a parte superior do pistão de impacto (próximo do ponto B da figura) que, por sua vez, está em contacto com a superfície do betão (2). Após o impacto, a massa incidente (14) recua e arrasta consigo um ponteiro (4) que se encontra inserido numa escala (19) que representa o número de ressalto e que é visível na superfície lateral do aparelho.

Enquanto se mantém o aparelho pressionado contra o betão (posição em que se encontra a figura), o ponteiro permanece fixo na sua posição, permitindo a leitura. Por não se poder mover o aparelho, a posição do observador não é por vezes a mais adequada para a realização da leitura. Em alternativa poderá optar-se por carregar no botão de bloqueio (6), permitindo assim libertar o aparelho e observar mais atentamente a escala do número de ressalto. Alguns aparelhos modernos permitem já uma leitura e registo automático de um determinado número de leituras num aparelho electrónico ligado lateralmente ao esclerómetro (p. ex. o esclerómetro Tipo NR), reduzindo assim o erro inerente à leitura efectuada pelo observador.

O resultado final fornecido pelo aparelho é expresso directamente em termos de número de ressalto, R , que é uma grandeza adimensional. Importa acrescentar que o número de ressalto é também uma grandeza arbitrária, já que depende sobretudo da energia acumulada numa determinada mola e da massa utilizada, ou seja, martelos de Schmidt com diferentes energias de impacto conduzem à obtenção de resultados diferentes quando aplicados numa mesma superfície, que se admite possuir a mesma dureza. Este facto é de extrema importância e deverá ser tido em conta sempre que se interpretam correlações existentes.

Aferição do aparelho de ensaio

O esclerómetro é um equipamento robusto que exige pouca manutenção e se adapta bem a muitas circunstâncias em obra. Porém, como todos os equipamentos, está sujeito a alterações em consequência da variação das propriedades dos materiais ao longo do tempo, do próprio desgaste pela utilização, ou mesmo, devido a uma avaria ocasional, a qual poderá até aparentemente não ser detectada. Por forma a permitir uma aferição rápida e expedita das condições de funcionamento dos martelos de ressalto será adequado dispor-se de equipamento de aferição que, no caso dos martelos de ressalto de mola, é geralmente constituído por um pequeno, mas pesado, cilindro em aço. Este cilindro de aferição, referido correntemente na literatura inglesa por “unvil test”, será adiante designado de forma abreviada por “bigorna”, para maior facilidade de expressão.

A Figura 3.3 ilustra uma bigorna deste tipo, com uma massa de cerca de 16 kg, adequada para aferir alguns dos aparelhos anteriormente listados (é o caso dos esclerómetros dos Tipos N, NR, L e LR). Esta bigorna encontra-se disponível no Laboratório de Materiais e Estruturas do DEC/UBI, tendo sido utilizada durante a análise experimental apresentada neste trabalho, para aferir o esclerómetro do Tipo N.



Figura 3.3 – Execução do teste de aferição de um esclerómetro do Tipo N

Na Figura 3.3 é ainda possível observar-se a operação de aferição, a qual consiste unicamente em comparar o resultado do ensaio efectuado na bigorna (R_a) com o valor de referência (R_r) especificado pelo fabricante para o aparelho em questão. Durante o ensaio de calibração a bigorna deve ser colocada sobre uma superfície rígida e lisa, por forma a impedir possíveis influências no número de ressalto em consequência da sua vibração.

Por exemplo, o esclerómetro do Tipo N fornecido pela PROCEQ,SA [80] e utilizado na análise experimental do presente trabalho, deverá ter um número de ressalto dentro do intervalo de 79 ± 2 , o que confirmará o funcionamento correcto do aparelho. Estes valores de referência encontram-se geralmente indicados na própria bigorna. Um resultado fora do intervalo previsto pode indicar a necessidade de limpeza do aparelho e, no caso de persistir, um ajustamento da distensão da mola ou a sua substituição. As superfícies de contacto da bigorna e do pistão do aparelho devem também ser limpas.

O fabricante do aparelho [80] sugere, nos casos em que o esclerómetro não verifica sequer o valor mínimo, que seja introduzida uma correcção no número de ressalto medido, proporcional à diferença registada na bigorna. Obviamente esta correcção tem por objectivo permitir que se continuem a utilizar as correlações já determinadas com o aparelho em condições correctas de funcionamento. À luz das recomendações da norma americana [11], este procedimento não deveria ser utilizado, já que não há garantias de que os valores intermédios variem proporcionalmente. De qualquer forma, essa correcção é apresentada a seguir apenas como descrição do procedimento referido.

Particularizando para o esclerómetro do Tipo N/NR, dir-se-ia que o valor medido no betão se desvia do valor real na mesma proporção em que o número de ressalto na bigorna R_a (apenas para $R_a \geq 72$) se desvia do valor de referência R_r ($R_r=79$). Assim, para n resultados obtidos numa localização, o valor médio do $n.^o$ de ressalto (corrigido) R , pode ser obtido pela Equação 3.1 [80]:

$$R = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n} \cdot \frac{R_r}{R_a} \quad (3.1)$$

Onde:

R = Valor médio do número de ressalto (corrigido) numa localização,

R_i = número de ressalto do ensaio (i) (sem correcção),

n = número de leituras individuais,

R_a = número de ressalto do esclerómetro quando aplicado na bigorna,

R_r = número de ressalto de referência na bigorna.

Importa, por fim, salientar que o ensaio de aferição na bigorna apenas deverá ser considerado como garantia de que um aparelho utilizado para estabelecer uma determinada correlação se encontra em perfeitas condições quando utilizado “in situ” ou, que esse aparelho mantém as mesmas condições relativas quando utilizado para análise comparativa. A bigorna não poderá, no entanto, ser utilizada para garantir que dois aparelhos do mesmo tipo (com a mesma energia de impacto) têm o mesmo comportamento. A norma americana [11] refere, a este respeito, que o facto de dois esclerómetros do mesmo tipo registarem o mesmo valor no aparelho de aferição (bigorna), não garante que estes forneçam os mesmos resultados em outros pontos da escala de ressalto e, acrescenta, essas variações poderão ser da ordem de 1 a 3 unidades de escala.

3.4 - Procedimento de ensaio

Neste item far-se-á referência aos diferentes procedimentos de ensaio, propostos por diferentes organismos de normalização e autores em geral, para caracterizar uma determinada localização com base em ensaios de dureza. Antes de se iniciar propriamente a discussão deste assunto interessa referir duas fases que precedem a execução do ensaio, nomeadamente, a escolha da localização dos ensaios e a preparação da superfície.

Escolha da localização dos ensaios

A escolha da localização dos ensaios relativamente ao elemento em estudo foi já discutida anteriormente (Capítulo 2). No entanto, poderão ainda acrescentar-se as seguintes

recomendações:

- As áreas exibindo vazios, protuberâncias, textura rugosa ou alta porosidade devem ser evitadas [11], assim como as juntas de betonagem [80];
- Se possível as lajes estruturais devem ser ensaiadas na face inferior para evitar os revestimentos e superfícies de acabamento [11];
- Tendo em conta o modo como são geralmente obtidas as correlações, deverá dar-se preferência às superfícies verticais de estruturas em betão que estiveram em contacto com as superfícies do molde durante a betonagem;
- Os elementos de espessura muito reduzida poderão condicionar a localização dos ensaios. Recomenda-se, por isso, que sejam observadas as condições referidas no item seguinte (factores que influenciam os resultados).

Preparação da superfície para ensaio

Se os ensaios de dureza são utilizados apenas para análise comparativa entre posições relativas idênticas de elementos similares, produzidos a partir de betões com a mesma composição e que apresentam a mesma maturidade, basta garantir que os elementos em comparação apresentem superfícies em condições idênticas. “Condições idênticas” não significa, porém, “quaisquer condições desde que sejam idênticas”. Logicamente que a superfície deverá apresentar-se em condições razoáveis que permitam a obtenção de resultados coerentes e, no mínimo, deverá apresentar-se limpa e lisa. Por exemplo, as superfícies com texturas rugosas ou salpicadas de argamassa devem ser esmerilhadas previamente com a pedra de carborundo fornecida com o aparelho. Não se devem comparar superfícies polidas com superfícies não polidas. Devem também evitar-se superfícies com alta porosidade e, no caso de existirem revestimentos superficiais de acabamento, estes deverão ser previamente removidos até se atingir a textura normal do betão em estudo.

Quando o objectivo é estimar a resistência “in situ”, com base em correlações empíricas previamente estabelecidas, haverá que assegurar que as condições actuais “in

situ” coincidam com aquelas que conduziram à obtenção de tais correlações. Neste caso, o número de factores em “jogo” é muito maior e, muitas vezes, é difícil, ou mesmo impossível, reproduzir as condições desejadas. Para além das condições exigidas para a situação anterior, que se mantêm válidas também neste caso, seria necessário acrescentar algumas outras. Porém, para evitar repetições desnecessárias, recomenda-se que os factores apresentados no item seguinte (factores que afectam os resultados) sejam também observados.

Procedimentos de ensaio para caracterizar uma determinada localização

Os procedimentos a adoptar para caracterizar uma determinada localização variam com as normas nacionais de diferentes países. Estes procedimentos, que se exemplificam a seguir para três destes casos, definem sobretudo o número mínimo de leituras válidas para caracterizar uma localização e o critério de validação dessas leituras.

Recorda-se que, no Capítulo 2, se fez referência a um número mínimo de 12 leituras necessárias para caracterizar uma localização pelos ensaios de dureza superficial de acordo com a norma britânica BS 1881: Part 202 [17]. Acrescenta-se agora que, de acordo com a mesma norma, coincidindo também com as opiniões de Bungey e Millard [24], essas leituras devem ser efectuadas preferivelmente numa área que não exceda um quadrado com 300 mm de lado, em vez de distribuídas de forma fortuita sobre toda a estrutura ou unidade, e de preferência devem localizar-se nos pontos de intersecção de uma grelha regular com linhas afastadas de 20 mm a 50 mm desenhada nesse quadrado. A norma refere ainda que o número de ressalto que caracteriza esta localização deve ser calculado usando todas as leituras (incluindo as anormalmente altas e anormalmente baixas) a menos que exista uma boa razão para duvidar da validade de uma leitura em particular.

A norma americana [11], por sua vez, considera suficiente a realização de 10 leituras numa área com pelo menos 150 mm de diâmetro, com distâncias entre os pontos de ensaio de pelo menos 25 mm. Se durante a execução de uma leitura individual for verificado

que o pistão esmagou e penetrou num espaço vazio próximo da superfície essa leitura deve ser eliminada e substituída por outra. A validação do resultado final do número de ressalto para cada localização, ainda de acordo com esta norma, é feita à posteriori, após a análise das leituras individuais. Assim, se uma leitura individual diferir da média das 10 leituras registadas mais que 7 unidades ela deverá ser eliminada e o resultado será dado pela média das restantes 9 leituras. Se mais de duas leituras diferirem da média em 7 unidades, deverá eliminar-se todo o conjunto de leituras.

O fabricante do aparelho [80] sugere, entretanto, um procedimento diferente dos anteriores. Neste caso é proposta a realização de 5 a 10 leituras individuais (de preferência 10) na área de ensaios previamente preparada, sendo o resultado final calculado pela média dessas leituras e arredondado ao múltiplo de $\frac{1}{2}$ unidade de escala mais próximo. Se o resultado de uma leitura individual se desviar da média das restantes em mais de cinco unidades, essa leitura não é considerada válida, deve ser eliminada e substituída por uma outra realizada num ponto próximo. Isto acontece geralmente quando o pistão incide directamente sobre uma partícula de inerte à superfície ou sobre uma cavidade existente imediatamente por baixo desta.

3.5 - Factores que influenciam os resultados do ensaio

Os resultados de um ensaio de dureza podem ser influenciados pelos seguintes factores [11, 17, 24, 63]:

1. Características do betão:
 - 1.1. Tipo de cimento,
 - 1.2. Quantidade de cimento,
 - 1.3. Tipo de inertes grossos.
2. Características do elemento:
 - 2.1. Estado de tensão, tamanho, forma e rigidez dos provetes;
 - 2.2. Compactação;

- 2.3. Tipo de molde e textura da superfície de ensaio;
 - 2.4. Idade, taxa de endurecimento e tipo de cura;
 - 2.5. Carbonatação da superfície;
 - 2.6. Condições de humidade superficiais e internas do betão;
 - 2.7. Temperatura do elemento sob ensaio.
3. Características do aparelho:
 - 3.1. Posição durante o ensaio,
 - 3.2. Temperatura de ensaio.

Vejamos então de que forma estes factores influenciam os resultados.

1. Características do betão

- 1.1 Tipo de cimento

O efeito das variações na finura do cimento portland na correlação com a resistência é provavelmente insignificante, não excedendo os 10% [17, 24, 63]. Outro tipo de cimentos como por exemplo os cimentos de alta alumina podem fornecer valores da resistência 100% superiores àqueles obtidos nas correlações com o cimento portland, enquanto que para os cimentos supersulfatados esses valores poderão ser 50% inferiores [17, 24, 63].

- 1.2 Quantidade de cimento

As mudanças na quantidade de cimento não resultam em mudanças correspondentes na dureza superficial [24]. A influência combinada da resistência, trabalhabilidade e proporção inertes/cimento conduz a uma redução da dureza relativamente à resistência à medida que a quantidade de cimento aumenta [24]. A norma britânica [17] refere que betões com grande conteúdo de cimento proporcionam menores valores de ressalto que betões da mesma resistência mas com menor quantidade de cimento. O erro ao estimar a resistência, contudo, não excederá provavelmente os 10% para a maioria das misturas [17, 24].

1.3 Tipo, dimensão, quantidade e forma de obtenção dos inertes grossos

A norma britânica [17] salienta que apesar de muitos inertes de densidade normal fornecerem correlações similares entre a resistência e a dureza, isto não deve ser assumido a menos que se disponham de ensaios que o suportem. Acrescenta ainda que, para inertes leves e inertes com propriedades pouco usuais, serão necessárias correlações especiais diferentes daquelas obtidas para inertes de densidade normal.

Bungey e Millard [24] referem que a influência do tipo de inertes e suas proporções pode ser considerável, uma vez que a resistência é governada principalmente pela pasta de cimento e pelas características dos inertes. Contudo, consideram que o número de ressalto será mais influenciado pela pasta de cimento endurecido. A norma britânica [17] considera, por sua vez, que o aumento no tamanho e quantidade dos inertes grossos é também responsável pelo aumento do coeficiente de variação das leituras individuais numa localização, o que representa também uma influência nos resultados.

Existem ainda indicações [63] de que a forma como são obtidos os inertes grossos, ainda que originários do mesmo material, poderá influenciar as correlações entre o número de ressalto e a resistência.

2. Características do elemento [24]

2.1 Estado de tensão, tamanho, forma e rigidez dos provetes

A massa de um provete de ensaio ou de um elemento em estudo (por exemplo vigas e paredes estreitas ou pilares esbeltos) deve ser suficientemente grande para prevenir vibrações ou movimentos causados pelo impacto do esclerómetro, os quais poderiam resultar numa redução do número de ressalto [24]. A norma americana [11] refere, por exemplo, que os elementos em betão a ensaiar devem ter pelo menos 100 mm de espessura e apresentarem-se fixos pela estrutura. A este respeito, o fabricante do aparelho utilizado na análise experimental deste trabalho [80] refere que a leitura do número de ressalto pode ser influenciada pela elasticidade dos elementos e recomenda, por isso, que o mesmo não seja aplicado em estruturas de espessura muito reduzida - lajes e paredes com espessura inferior a 4" (102 mm) e pilares com menos de 5" (127 mm) de espessura –

a menos que esses elementos possam ser rigidamente fixados.

Quando são utilizados provetes cúbicos com 150 mm de aresta ou provetes cilíndricos (150 mm de diâmetro e 300 mm de altura) para estabelecer curvas de correlação, a sua massa pode ser aumentada fixando-os entre os pratos da máquina de compressão durante o ensaio [17, 24, 63, 80]. A carga restritiva para os provetes de ensaio para o qual o número de ressalto permanece constante parece variar de provete para provete [63]. Contudo, a carga restritiva efectiva para resultados consistentes parece ser cerca de 15% da carga última para cilindros [63].

Para os provetes cúbicos de 150 mm de aresta, a norma britânica [17] estabelece um valor situado no intervalo de 7 MPa a 10 MPa, quando se utilizam esclerómetros com energia de impacto de aproximadamente 2,2 N.m, independentemente da classe de resistência; esta carga poderá ser aumentada ou diminuída, respectivamente, para esclerómetros com energias de impacto superiores ou inferiores a 2,2 N.m.

O fabricante do aparelho do Tipo N [80], já aqui referido, apresenta, por exemplo, uma correlação onde a carga restritiva utilizada para provetes cúbicos de 200 mm de aresta foi de 40 kN, o que corresponde a uma tensão de compressão da ordem de 1 MPa. Outros autores apresentam valores diferentes dos anteriores.

Se, para além de impedir a vibração dos provetes e a conseqüente influência nos resultados, a carga restritiva tiver também por objectivo a simulação do estado de tensão nas estruturas e, se a partir de cerca de 15% da carga última o resultado não sofre alteração em cilindros, o que provavelmente será também válido para provetes cúbicos, este será aparentemente o procedimento mais adequado.

2.2 Compactação

Uma vez que para a execução do ensaio é necessária uma superfície lisa e bem compactada, as variações de resistência devidas a diferenças de compactação no interior do betão não podem ser detectadas com este ensaio [17, 24]. Todas as calibrações devem assumir compactação total, o que significa que se o betão “in situ” não se encontra totalmente compactado a resistência não poderá ser adequadamente estimada [17,24].

2.3 Tipo de molde e textura da superfície de ensaio

O tipo de molde utilizado parece influenciar a leitura do número de ressalto. Malhotra [63], por exemplo, refere a existência de trabalhos que demonstram que o número de ressalto para um betão moldado em cofragens metálicas é superior entre 5% a 25%, em relação àquele obtido no mesmo betão quando moldado a partir de cofragens de madeira. Bungey e Millard [24], sem no entanto quantificarem esta relação, admitem que ela pode ser responsável pela introdução de grandes erros, o que aliás parece ser uma opinião unânime.

A textura da superfície é também responsável por variações significativas. Por exemplo, em superfícies de textura rugosa o pistão do aparelho pode causar esmagamento excessivo e este facto conduz certamente a um número de ressalto inferior. O mesmo sucede quando existem vazios sob a superfície mas muito próximo desta. Por outro lado, quando o pistão do aparelho incide directamente sobre um inerte à superfície, é provável que o resultado do ensaio seja muito superior à média.

As superfícies moldadas “in situ” são sempre indicadas como sendo preferíveis. No entanto, deverá atender-se ao facto de que as correlações laboratoriais são geralmente obtidas por ensaio de provetes produzidos em moldes metálicos e será este, portanto, o tipo de molde preferível “in situ”. Se as correlações forem obtidas propositadamente em moldes de madeira, por ser esta a situação verificada “in situ”, deverá então atender-se também ao estado de humidade das cofragens durante a betonagem.

2.4 Idade, taxa de endurecimento e tipo de cura

A relação entre a dureza e a resistência varia em função do tempo, mas para fins práticos a influência da idade nas correlações estabelecidas pode ser considerada pouco significativa até aos 3 meses [24]. A norma britânica [17] situa esse intervalo entre os 3 dias e os 3 meses.

A norma britânica [17] refere ainda que as correlações podem ser influenciadas pela taxa de endurecimento inicial e cura subsequente e alertam para a necessidade de serem estabelecidas correlações diferentes para diferentes regimes de cura. Kolek [50],

refere que a taxa de ganho de dureza superficial do betão é rápida até à idade dos 7 dias e a partir daí dá-se um pequeno ou nenhum ganho na dureza superficial. Contudo, acrescenta, para betões adequadamente curados, existe um ganho significativo de resistência para além dos 7 dias.

Malhotra [63] refere ainda que o uso de esclerómetros de Schmidt em betões de fraca resistência em idades curtas, ou quando a resistência do betão é inferior a 7 MPa, não é recomendado porque os números de ressalto são muito baixos para leituras precisas e o esclerómetro de ensaio danifica muito a superfície do betão. Bungey e Millard [24] situam este limite em 10 MPa, medida em provetes cúbicos.

2.5 Carbonatação da superfície

O efeito da carbonatação é aumentar a dureza do betão, afectando sobretudo a camada superficial exterior, numa profundidade que dependerá da permeabilidade do betão, das condições de exposição e da idade. Esta camada pode exceder os 20 mm de espessura para betões antigos e, em casos extremos, os valores da resistência podem ser sobrestimados em 50% [24]. Contudo, para taxas normais de carbonatação, é improvável que tenha significado em idades inferiores aos 3 meses [17, 24].

Em determinadas situações é recomendada a remoção da camada afectada por forma a validar quer a estimativa da resistência quer a análise comparativa. Tais situações poderão ocorrer:

- i) Quando se avaliam betões com superfícies carbonatadas, a partir de correlações estabelecidas para um betão idêntico mas de superfície não carbonatada;
- ii) Quando se comparam betões de composição idêntica em que num deles se tenha verificado a carbonatação da superfície.

A norma americana sugere, por exemplo, o desbaste ou esmerilhagem até uma profundidade de 5 mm, com recurso a equipamento eléctrico, em betões com mais de seis meses, quando estes são comparados com outros em que a carbonatação da superfície não

tenha ocorrido.

O fabricante do aparelho do Tipo N, utilizado na análise experimental deste trabalho [80] recomenda, por sua vez, a remoção até uma profundidade de aproximadamente $\frac{1}{2}$ " (12,7 mm), numa área de aproximadamente 4"x4" (102 mm x 102 mm), suficientes para a realização de 5 a 10 leituras.

Em qualquer dos casos referidos, é sempre recomendado que o pistão do esclerómetro não incida directamente sobre as partículas de inerte grosso que surgem à face da superfície esmerilhada, mas, antes, sobre a matriz constituída pela argamassa que os rodeia.

2.6 Condições de humidade superficiais e internas do betão

A dureza da superfície do betão é menor quando húmida do que quando seca [24]. A norma britânica [17] refere valores típicos de redução do número de ressalto da ordem de 20% para betões estruturais.

2.7 Temperatura do elemento sob ensaio

A norma americana [11] alerta para as situações em que os betões se encontrem a uma temperatura igual ou inferior a 0 °C, a qual, referem, poderá conduzir à obtenção de um número de ressalto muito alto.

2.8 Proximidade em relação a descontinuidades e armaduras

Desde que os pontos de impacto estejam a pelo menos 20 mm de qualquer extremidade ou descontinuidade, estes efeitos serão provavelmente pequenos em situações práticas normais [17]. Dimensões e recobrimentos normais das armaduras em aço no betão não terão provavelmente efeitos significativos na dureza quando medidos da forma descrita na norma britânica [17].

3. Características do aparelho

3.1 Posição durante o ensaio

Durante a execução de um ensaio de dureza, o esclerómetro deverá ser mantido numa posição normal à superfície do betão. Deste modo, diferentes posições da superfície de ensaio corresponderão a diferentes posições do esclerómetro e, em consequência, a

diferentes valores do número de ressalto, já que a massa interior do aparelho é influenciada pela força de gravidade.

As calibrações laboratoriais dos esclerómetros são quase sempre efectuadas sobre superfícies verticais, o que pressupõe uma actuação do aparelho na posição horizontal. Nesse sentido, para posições diferentes, a menos que existam correlações adequadas, será sempre necessário introduzir um factor de correcção que tenha em conta a posição relativa do aparelho. Bungey e Millard [24], argumentam que os valores relativos sugeridos pelo fabricante são provavelmente válidos nesta situação, uma vez que são basicamente dependentes apenas do equipamento de ensaio. No entanto, a norma britânica [17] recomenda que tais valores sejam verificados experimentalmente.

3.2 Temperatura de ensaio

É referido na norma americana [11] que a temperatura do próprio aparelho pode afectar os resultados do ensaio. Este facto é também confirmado pelos autores Bungey e Millard [24] que, apesar de lhe atribuírem pouca importância em situações práticas normais, quando comparados com outras variáveis, alertam para a sua influência quando o aparelho é utilizado sob temperaturas extremas [24].

3.6 - Obtenção de correlações com a resistência

Do ponto de vista da forma como são obtidas, propõe-se a divisão entre correlações laboratoriais e correlações “in situ”, ambas obtidas de forma empírica, mas com procedimentos que variam ligeiramente.

3.6.1 - Correlações laboratoriais

O método mais conveniente de se produzir uma correlação laboratorial entre a resistência e o número de ressalto é de modo a que ambas as medições sejam efectuadas em cubos de betão [17]. Todavia, os provetes produzidos em laboratório podem não reproduzir satisfatoriamente as condições do betão verificadas “in situ”. Nesse caso, a estimativa poderia ser melhorada se alguns dos provetes cúbicos fossem produzidos

simultaneamente com os vários componentes estruturais [80]. Isto evitaria pelo menos os erros resultantes da dosagem, amassadura e transporte do betão.

O processo conducente à obtenção de correlações laboratoriais entre a resistência e o número de ressalto, deverá reger-se pelos procedimentos de âmbito geral apresentados no Capítulo 2 – Obtenção de novas correlações. Tais procedimentos, recorda-se, pressupunham o esclarecimento dos seguintes pontos:

1. Objectivo da correlação;
2. Gama de resistências provável;
3. Número de pontos necessários para definir a correlação;
4. Forma e número de provetes que definem cada conjunto da série de ensaios;
5. Número mínimo de leituras dos ensaios não destrutivos e dos ensaios de resistência necessários para caracterizar cada conjunto;
6. Forma das correlações;
7. Limites de confiança.

O ponto 5 carece de uma especificação mais detalhada. Aos restantes aplicam-se as disposições gerais já referidas.

Vejamos então que recomendações poderão ser acrescentadas no que a esse ponto se refere:

5. Número mínimo de leituras dos ensaios não destrutivos e dos ensaios de resistência necessários para caracterizar cada conjunto

Para calibração dos ensaios de dureza é geralmente preferível a adopção de provetes cúbicos de 150 mm de aresta, cuja massa deverá ser aumentada, por aplicação de uma carga restritiva, de acordo com as recomendações apresentadas na Alínea 2.1 do Sub-Capítulo 3.5 – Factores que influenciam os resultados do ensaio.

De acordo com a norma britânica [17], para cada provete cúbico, deverão efectuar-se nove leituras usando o esclerómetro em cada uma das duas faces acessíveis. Os pontos de impacto no provete não devem situar-se a uma distância inferior a 20 mm em

relação a uma extremidade nem a uma distância inferior a 20 mm entre os pontos de impacto e não se deve repetir uma leitura num ponto já ensaiado.

Malhotra [63] propõe a realização de 15 leituras com o esclerómetro, 5 em cada uma das três faces moldadas livres do provete cúbico colocado na prensa, sem testar duas vezes o mesmo ponto;

Em ambos os casos, aos ensaios de dureza realizados nesses provetes, da forma descrita, seguir-se-ão os ensaios normalizados à compressão dos provetes padrão.

3.6.2 - Correlações “in situ”

Também neste caso, o processo conducente à obtenção de correlações “in situ” entre a resistência e o número de ressalto, deverá reger-se pelos procedimentos de âmbito geral apresentados na Secção 2.4.3 – Obtenção de novas correlações.

Neste caso os ensaios de dureza devem ser efectuados no betão “in situ” na posição proposta de extracção das carotes e as carotes subsequentemente extraídas e testadas à compressão [17].

3.7 - Interpretação dos resultados

3.7.1 - Variabilidade do próprio ensaio

O coeficiente de variação das leituras individuais do ensaio de dureza numa localização, pode variar dos 2% aos 15%, mas situa-se normalmente por volta dos 10% [17]. Decresce com o aumento da resistência do betão e aumenta com um aumento no tamanho e quantidade de inertes grossos [17].

Se forem obtidas pelo menos 10 leituras da forma estabelecida pela norma britânica BS 1881: Part 202 [17], o valor médio do ressalto deve situar-se provavelmente no intervalo de $\pm 15/\sqrt{n}$ % com 95% de confiança, onde n é o número de leituras.

3.7.2 - Limites de confiança das correlações com a resistência

Bungey e Millard [24] referem que, mesmo para provetes de ensaio realizados em laboratório, curados e ensaiados em condições idênticas aos provetes utilizados para calibração é pouco provável que a resistência possa ser estimada com um erro inferior a $\pm 15\%$, em betões até três meses de idade. Malhotra [63] situa este intervalo entre os 15% e os 20%.

No caso da avaliação da resistência de um betão “in-situ”, mesmo que se proceda à correcção de algumas variáveis que possam ser diferentes das condições de calibração, é pouco provável que o valor médio da resistência possa ser estimado com um erro inferior a $\pm 25\%$ [24, 63]. A norma britânica [17] considera também improvável que os limites de confiança de 95% na estimativa da resistência do betão “in situ” sejam melhores que $\pm 25\%$ sob condições ideais.

Na Figura 3.4 é apresentada uma curva de correlação desenvolvida pelo fabricante do esclerómetro do Tipo N [80], utilizado na análise experimental do presente trabalho. A correlação teve por base um grande número de provetes cúbicos de 200 mm de aresta. Em cada provete foram aplicados 10 ensaios de ressalto numa das suas superfícies laterais, enquanto se mantinha o provete sujeito a uma carga restritiva de 40 kN. O mesmo provete foi de seguida ensaiado à compressão na mesma prensa. O betão utilizado foi obtido a partir de inertes de boa qualidade (godo e areia natural rolada) e cimento portland. Durante o ensaio o betão apresentou-se saturado de água mas com a superfície seca.

Refira-se ainda, que o uso de correlações “universais”, tais como aquelas produzidas pelos fabricantes dos esclerómetros, não é em geral recomendado, porque o material e as condições de ensaio podem não ser similares àquelas que efectivamente se verificaram durante a calibração do aparelho [17, 63]. A norma britânica [17] acrescenta que a estimativa da resistência unicamente com base neste tipo de correlações pode conduzir a erros sérios.

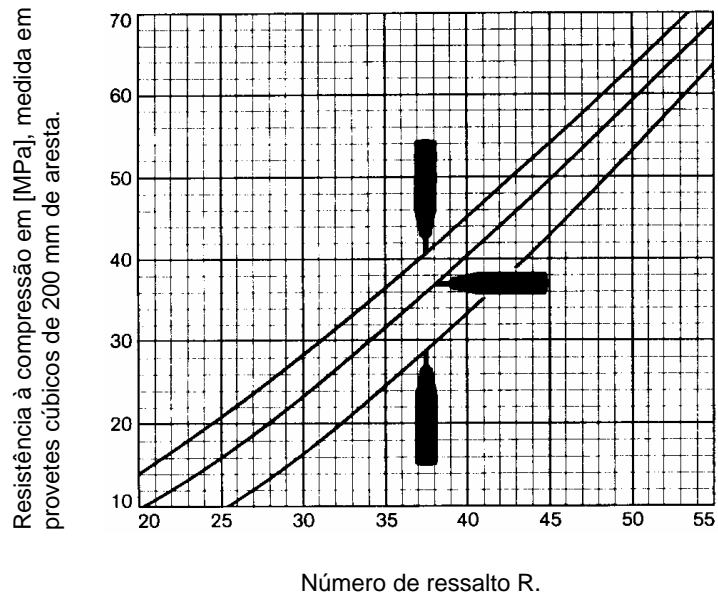


Figura 3.4 – Correlação entre a resistência à compressão e o número de ressalto para um aparelho do Tipo N fornecido pela PROCEQ, SA [80]

3.8 – Conclusões

Desde as primeiras tentativas efectuadas nos anos 30 para medir a dureza superficial foram propostos diferentes métodos e diferentes técnicas de ensaio, a que corresponderam diferentes equipamentos. O método de medição do ressalto de uma massa incidente utilizando a técnica proposta pelo Engenheiro Suíço Ernst Schmidt nos anos 40, foi desde logo reconhecido como o mais adequado e tem prevalecido até aos dias de hoje.

O martelo de Schmidt, mais conhecido entre nós por esclerómetro de Schmidt, tem sido usado com sucesso para avaliar a dureza superficial, com especial relevo para o aparelho com energia de impacto de aproximadamente 2,2 N.m.

O ensaio esclerométrico é de muito fácil execução, exige apenas uma superfície de ensaio livre, é muito económico e causa menores danos que a maioria dos outros ensaios não destrutivos. Contudo, a sua utilização para estimar a resistência “in situ” tem merecido pouco crédito da parte de muitos investigadores. Este facto é consequência directa do elevado número de factores práticos que podem afectar a leitura do número de ressalto e da dificuldade de contabilizar correctamente a influência desses factores “in situ” ou reproduzir

as condições que conduziram à obtenção das correlações. Tem sido referido que mesmo em situações onde essas condições são bem reproduzidas “in situ” e se utilizam correlações especificamente desenvolvidas para o efeito, os limites de confiança de 95% na estimativa da resistência à compressão afastam-se provavelmente do seu valor médio em $\pm 25\%$. Sob condições laboratoriais ideais é provável que esse intervalo seja reduzido para $\pm 15\%$.

A experiência tem mostrado que o ensaio esclerométrico pode ser muito útil em situações em que não seja necessário estabelecer correlações com a resistência, por exemplo, na monitorização de grandes áreas para análise comparativa e na detecção de zonas críticas, onde posteriormente poderão ser aplicados outros ensaios mais fiáveis, mas também muitas vezes mais dispendiosos ou que causam maiores danos à superfície do betão. Nestes casos, os factores que afectam o ensaio afectam-no de forma igual em todo o betão e a comparação relativa dos valores médios do número de ressalto em diferentes localizações fornece uma indicação muito importante do padrão de variação da resistência desse elemento.

Têm sido feitas também algumas referências à utilização do esclerómetro de Schmidt na avaliação da resistência ao desgaste de superfícies em betão.

**ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE
DE PROPAGAÇÃO DE ULTRA-SONS**

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ULTRA-SONS

4.1 - Introdução

O método de medição da velocidade de propagação de ultra-sons constitui, de entre os vários métodos descritos no presente trabalho, o método menos destrutivo, ou melhor, o único método propriamente não destrutivo, se for considerado apenas do ponto de vista dos danos causados na superfície do betão.

A técnica deste ensaio assenta basicamente na medição do tempo de percurso de uma onda ultra-sónica que atravessa o betão numa determinada extensão bem conhecida. O resultado final é expresso em termos de velocidade de propagação dos ultra-sons em km/s, calculado a partir da razão entre o comprimento e o tempo gasto no percurso.

A primeira referência a esta técnica de ensaio parece ter surgido em 1877 [46], quando Lord Rayleigh demonstrou existir uma relação entre a velocidade de propagação de uma onda vibratória num dado corpo e o módulo de elasticidade do material que esta atravessa. Contudo, as primeiras tentativas de aplicar esta técnica ao betão foram realizadas por Obert em 1940 [46]; a onda sonora era então produzida pelo impacto de um objecto na superfície do betão e o equipamento de medida não oferecia grande precisão. O grande interesse pelas potencialidades desta técnica de ensaio e as melhorias proporcionadas pelo surgimento de novos equipamentos de medição, permitiram que nos anos 70 fossem produzidas as primeiras versões portáteis e de leitura digital, idênticas às que hoje são utilizadas.

Uma das aplicações possíveis deste método e que será discutida no presente trabalho, consiste na estimativa da resistência à compressão do betão a partir de correlações empíricas estabelecidas entre esta grandeza e a velocidade de propagação dos

ultra-sons. Teoricamente, seria também possível encontrar uma justificação para tal relação, atendendo ao facto da velocidade de propagação de uma onda ultra-sónica depender do módulo de elasticidade do material que esta atravessa, o qual, por sua vez, está relacionado com a resistência à compressão. Contudo, as tentativas de estabelecer uma relação teórica entre a resistência e o módulo de elasticidade, apenas com base no conhecimento das propriedades e proporções dos materiais constituintes, não foram bem sucedidas, dada a multiplicidade e complexidade de muitos outros factores intervenientes, como sejam, por exemplo, a influência da forma das partículas do inerte, a eficiência da interface inerte/pasta, a porosidade do betão, as condições de humidade, a variação da distribuição das partículas e ainda a variação das propriedades da matriz (pasta) com a idade [24].

As correlações empíricas entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e a resistência não beneficiam em geral de grande credibilidade, já que são afectadas por inúmeros factores difíceis de contabilizar. Porém, se estas correlações forem obtidas especificamente para a composição sob investigação, é possível conseguir uma estimativa razoável da resistência.

As aplicações do método de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons não se esgotam apenas na determinação do módulo de elasticidade dinâmico ou na estimativa da resistência. De facto, outras vantagens podem ainda ser-lhe apontadas, como por exemplo, o facto de constituir o único método capaz de avaliar a qualidade da massa interior do betão e de localizar defeitos, localizar descontinuidades ou, até mesmo, identificar camadas de diferente qualidade e espessura em profundidade. Porém, refira-se que a sua maior potencialidade reside na análise comparativa da qualidade relativa de um betão ou de betões da mesma composição colocados num elemento ou em localizações comparáveis de vários elementos do mesmo tipo. Para esta última aptidão muito contribui o facto desta técnica não provocar quaisquer danos na superfície do betão, possuir grande rapidez de execução e disponibilidade quase imediata de resultados.

As recomendações quanto ao uso deste método podem ser encontradas por exemplo na norma britânica BS1881: Part 203 [14] e na norma americana ASTM C597 [9].

4.2 - Aplicações

Em geral, o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons pode ser utilizado com as seguintes finalidades [9, 14, 24, 46]:

1. Medição da uniformidade do betão;
2. Detecção e medição aproximada de fendas, vazios e outros defeitos;
3. Medição das mudanças ocorridas ao longo do tempo nas propriedades do betão;
4. Estimativa da resistência;
5. Medição do módulo de elasticidade dinâmico e estimativa do módulo de elasticidade estático.

1. Medição da uniformidade do betão

A existência de uma relação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e as propriedades dos materiais que esta atravessa permite identificar, em betões com a mesma composição, variações relativas da sua qualidade quando são efectuadas medições em pontos diferentes. Se a esta potencialidade juntarmos o facto do ensaio não provocar qualquer destruição na superfície, ser de fácil execução e muito económico, permitindo a monitorização de grandes áreas, encontramos, provavelmente, a aplicação “in situ” mais valiosa e eficaz deste método, como aliás já foi anteriormente referido.

Em suma, este método poderá e deverá ser aplicado para “mapear” e localizar as zonas críticas de um elemento, previamente à aplicação de outros métodos de ensaio mais dispendiosos, mais destrutivos, mas também mais eficazes na estimativa da resistência. O “mapeamento” do elemento em estudo poderá permitir igualmente a detecção de áreas de deficiente qualidade do betão.

2. Detecção e medição aproximada de fendas, vazios e outros defeitos

Quando uma onda ultra-sónica encontra no seu trajecto uma fenda, uma zona porosa do betão ou outro tipo de defeitos, todos eles com vazios preenchidos por ar, o

tempo de percurso tende a aumentar, já que a primeira onda a chegar ao transdutor receptor poderá ter sido difractada na periferia dos defeitos, contornando-os, uma vez que a onda ultra-sónica não pode circular através do ar. Tal facto conduz a uma redução na velocidade de propagação dos ultra-sons, permitindo detectar e, em alguns casos, medir a extensão desses defeitos.

Em geral é possível detectar uma redução da velocidade de propagação quando a projecção do comprimento dos vazios é maior que a largura dos transdutores e que o comprimento de onda usado [14]. Na prática, poderão detectar-se defeitos com dimensões superiores aos 100 mm, em diâmetro ou em profundidade. Defeitos menores terão pouca influência nos tempos de transmissão e serão, por isso, difíceis de detectar [14].

Refira-se ainda que, se os vazios, fendas e defeitos em geral, estão preenchidos com água ou outro líquido que permita a transmissão das ondas de compressão, o efeito da redução da velocidade de propagação será menos pronunciado e poderá mesmo não ser detectado.

3. Medição das mudanças ocorridas com o tempo nas propriedades do betão

A monitorização de estruturas, a curto e a longo prazo, é uma das aplicações bem sucedidas do ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons. Concretizando, quando num determinado elemento são efectuadas medições espaçadas no tempo, no mesmo ponto, com os mesmos transdutores e sob as mesmas condições de humidade, qualquer alteração na estrutura interna do betão reflectir-se-á igualmente numa alteração da velocidade dos ultra-sons.

Um aumento da velocidade em idades curtas poderá ser facilmente atribuído à hidratação do cimento e, conseqüentemente, ao aumento da resistência da pasta de cimento e, por inerência, ao aumento da resistência do betão. Estas medições poderão revelar-se muito úteis, por exemplo, quando aplicadas no controle da descofragem ou na avaliação da altura adequada para aplicação de tensões aos elementos estruturais.

Pelo contrário, uma redução da velocidade de propagação a longo prazo poderá

reflectir a deterioração do betão, normalmente, ou por deterioração da pasta de cimento ou da interface inerte/pasta.

4. Estimativa da resistência

Se bem que este tipo de aplicação não beneficie de grande popularidade [24], podem ser obtidas estimativas razoáveis da resistência se a correlação entre esta grandeza e a velocidade dos ultra-sons for estabelecida para o próprio betão em estudo. Neste caso, as correlações “in situ” poderiam resultar mais adequadas.

No caso de serem utilizadas correlações laboratoriais, deverá garantir-se que o betão dos provetes de ensaio em que se basearam tais correlações represente adequadamente o betão em estudo. Preferencialmente, este tipo de correlações deveriam ser utilizadas apenas em laboratório, na estimativa da resistência de provetes idênticos, onde é possível controlar e manter constantes um grande número de parâmetros que possam influenciar negativamente a validade das correlações. A sua transposição para o betão “in situ” será sempre de evitar dada a complexidade dos factores intervenientes.

Na avaliação da qualidade dos betões em pré-fabricação, as correlações deverão ser obtidas efectuando-se as medições da velocidade nos próprios elementos e comparando esses resultados com carotes ou com provetes cúbicos da mesma amassadura, curados nas mesmas condições.

5. Medição do módulo de elasticidade dinâmico

A utilidade do conhecimento do valor do módulo de elasticidade dinâmico “in situ” é limitada, a não ser para fornecer uma estimativa do módulo de elasticidade estático, para utilizar em cálculos relacionados com ensaios de carga. Teoricamente, seria possível definir uma relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a velocidade de propagação dos ultra-sons com um erro de $\pm 10\%$ [24], conhecidos também o coeficiente de Poisson e a densidade do material. Porém, as relações empíricas entre estas grandezas poderão resultar mais adequadas e poderão, inclusive, ser estabelecidas directamente com base no

módulo de elasticidade estático.

4.3 - Equipamentos de ensaio

Os aparelhos actualmente comercializados são basicamente constituídos pelos elementos apresentados de forma esquemática na Figura 4.1, baseada nas referências [46] e [9], nomeadamente:

- *Um gerador de impulsos* (1), capaz de gerar impulsos eléctricos repetidos, que são enviados através do cabo de conexão para o transdutor emissor;

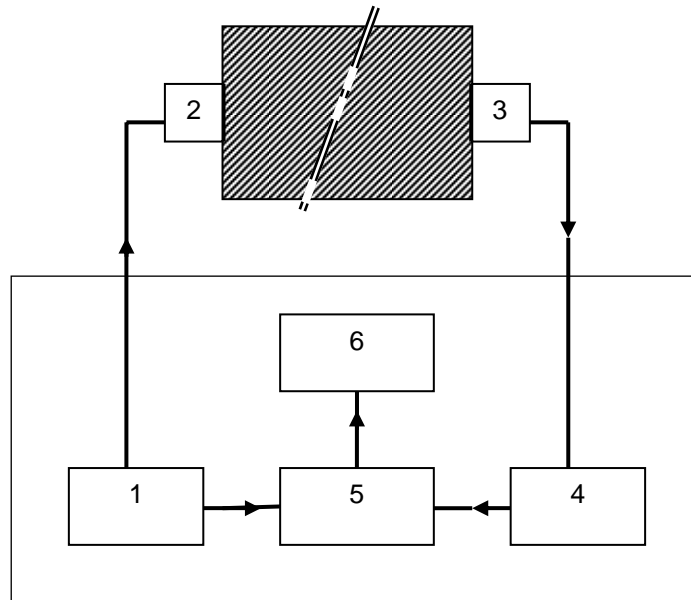
- *Um transdutor emissor* (2), que recebe os impulsos eléctricos enviados pelo gerador de impulsos (1) e os transforma em ondas de impacto de energia mecânica, que percorrem o betão numa extensão bem conhecida, até serem recebidos pelo transdutor receptor (3). Este tipo de transdutores electro-acústicos produzem, predominantemente, ondas do tipo longitudinal, com deslocamento na direcção do percurso (por vezes conhecidas como ondas de compressão) que, por serem mais rápidas produzem informação mais útil [14, 24]. Outros tipos de ondas, como sejam, as ondas superficiais (com deslocamento elíptico) ou as ondas transversais (com deslocamento perpendicular ao percurso), causam geralmente pequenas interferências devido à sua menor velocidade [14, 24]. A frequência natural dos transdutores situa-se normalmente na gama de 20 kHz a 150 kHz, sendo as baixas frequências recomendadas em percursos longos e as altas frequências em percursos curtos [14]. Para as aplicações mais correntes, os transdutores com frequências entre os 50 kHz e os 60 kHz são os mais adequados [14].

- *Um transdutor receptor* (3) similar ao anterior (2), que recebe a energia mecânica e a converte novamente em impulso eléctrico da mesma frequência, o qual é transmitido para o amplificador através de um outro cabo de conexão;

- *Um amplificador* (4), que amplia o sinal captado pelo receptor, por forma a permitir a sua detecção pela unidade de medição do tempo;

- *Uma unidade de medição do tempo* (5) que, após detectar o sinal de recepção da onda, quantifica o intervalo de tempo decorrido entre a emissão e a recepção do impulso;

-Um mostrador digital (6), que mostra o tempo de percurso, expresso em microsegundos.



Legenda:

- | | |
|------------------------------------|---------------------------------|
| 1- Gerador de impulsos eléctricos; | 4- Amplificador; |
| 2- Transdutor emissor; | 5- Unidade de medição do tempo; |
| 3- Transdutor receptor; | 6- Mostrador digital. |

Figura 4.1 – Esquema do aparelho de ultra-sons

Os equipamentos mais conhecidos e comercialmente disponíveis, que satisfazem estas exigências são o “V-meter” produzido nos EUA e o “PUNDIT” (**P**ortable **U**ltrasonic **N**on-destructive **D**igital **I**ndicating **T**ester) produzido no Reino Unido.

Um modelo idêntico a este último (PUNDIT), foi utilizado na análise experimental que se apresenta neste trabalho e pode ser visto na Figura 4.2. Este aparelho inclui transdutores com frequências de ressonância de 54 kHz e, para além dos elementos descritos na Figura 4.1, incorpora ainda uma unidade de ajustamento do tempo de percurso, por forma a permitir a aferição do aparelho previamente à execução do ensaio. Com o aparelho devidamente aferido é possível medir o tempo de percurso numa distância entre os 100 mm e os 3 metros com uma exactidão de $\pm 1\%$ [14].

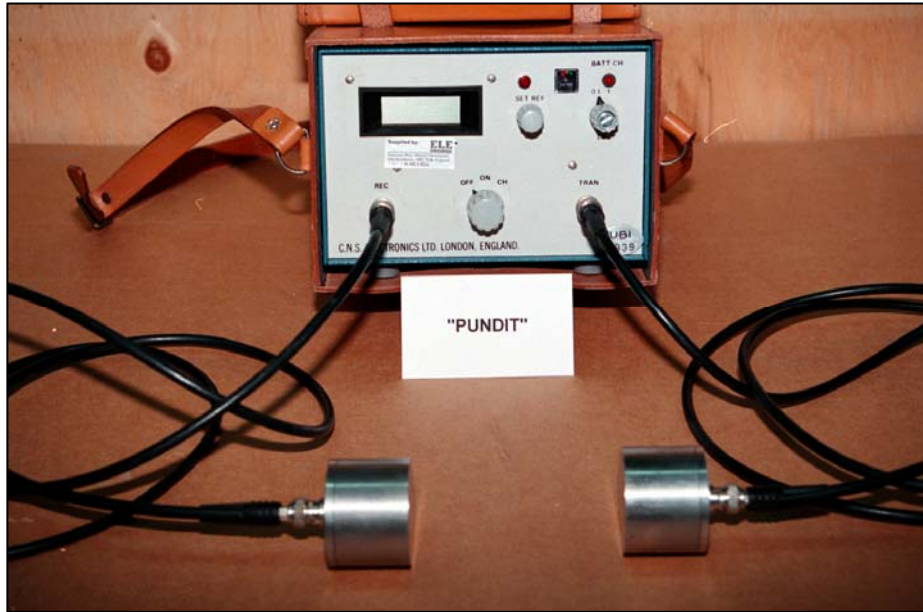


Figura 4.2 – Aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

Aferição do equipamento de ensaio

A aferição do equipamento de ensaio ou, dito de outra forma, o estabelecimento do zero para o equipamento de medição do tempo, deverá ser feito cada vez que se inicia uma campanha de ensaios, sempre que os transdutores são intercambiados e sempre que diferentes transdutores ou diferentes comprimentos de cabos são usados. Qualquer um destes factores, ou até mesmo um movimento accidental do botão de calibração, podem introduzir erros sérios nas medições e, como tal, nunca se deverá dispensar a operação de verificação das condições de funcionamento do aparelho.

A operação de aferição consiste em fazer coincidir a leitura fornecida pelo aparelho (utilizando para tal o botão de ajustamento), com o valor de referência indicado no cilindro de calibração, quando se efectua, nesse cilindro, um ensaio de medição do tempo de percurso com o aparelho em causa. O contacto entre os transdutores e as extremidades do cilindro de referência deve fazer-se interpondo entre elas uma camada muito fina de uma massa gordurosa e pressionando firmemente os transdutores.

A Figura 4.3 ilustra a operação de aferição do aparelho utilizado na análise

experimental deste trabalho, a partir de um cilindro com um tempo de referência de 25,6 μ s. Na figura é possível observar-se a coincidência deste valor de referência com o valor indicado pelo aparelho de ensaio.



Figura 4.3 – Operação de aferição do aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

4.4 - Procedimentos de ensaio

4.4.1 - Medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

Antes de se iniciar propriamente a descrição do procedimento para medição da velocidade de propagação dos ultra-sons, importa tecer alguns comentários acerca da localização dos ensaios. Assim, para além das considerações já efectuadas na Secção 2.3.3, deverá ainda atender-se aos seguintes factores relacionados com o método em questão e que podem condicionar a localização dos ensaios, como sejam, o tipo e a disposição das superfícies disponíveis para ensaio.

A velocidade de propagação deverá ser medida, de preferência, colocando-se os transdutores em contacto com duas faces moldadas do betão em estudo e que sejam

paralelas entre si. Superfícies não moldadas podem apresentar diferenças em relação ao betão a maiores profundidades e, nesse caso, deverá utilizar-se comprimentos de percurso suficientemente extensos para reduzir a influência resultante desse fenómeno. A norma britânica, BS 1881: Part 203: 1986 [14] recomenda um comprimento mínimo de 150 mm para transmissão directa envolvendo uma superfície moldada e outra não moldada e um mínimo de 400 mm para transmissão indirecta ao longo de uma superfície não moldada.

A disposição das superfícies disponíveis para ensaio poderá condicionar a escolha da localização das leituras e a sua precisão, já que condicionará, do mesmo modo, a posição dos transdutores. Em geral são possíveis três tipos de leitura, em função da disposição adoptada para os transdutores, conforme se mostra na Figura 4.4. São elas: a leitura directa, semi-directa e indirecta.

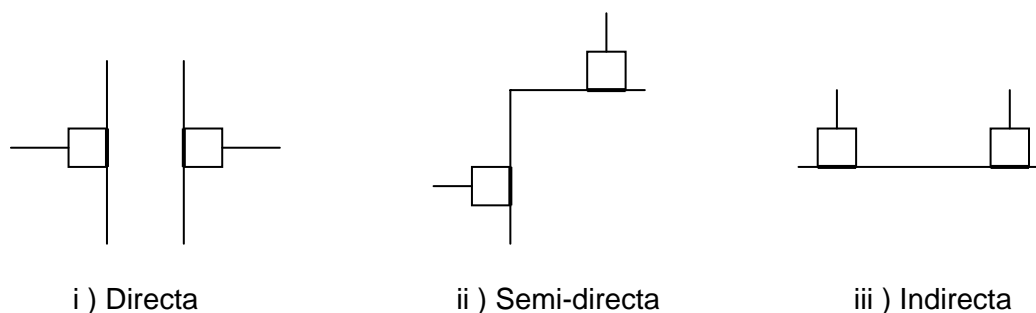


Figura 4.4 – Tipo de leituras em função da disposição dos transdutores

i) O método directo é o mais adequado uma vez que a máxima energia do impulso é transmitida segundo a direcção normal ao transdutor emissor [14, 24]. Por outro lado, o comprimento do percurso (distância entre as faces dos transdutores) pode ser medido com grande precisão.

ii) O método semi-directo pode ser usado satisfatoriamente se o ângulo entre os transdutores não for muito grande e se a distância entre eles não for muito longa [24]. O comprimento de percurso não se encontra tão bem definido como na leitura directa, mas pode ser medido de forma razoável pela distância entre os centros das faces dos transdutores [14, 24].

iii) O método indirecto é definitivamente o menos satisfatório, uma vez que a amplitude do sinal pode ser inferior a 3% em relação ao método directo [14]. A velocidade de propagação será predominantemente influenciada pela zona superficial do betão, que pode não ser representativa do seu interior e, por outro lado, a medição da distância de percurso da onda está sujeita a muitas incertezas. Para obviar à imprecisão resultante de todos estes factores, a determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons deverá seguir um procedimento especial. Tal procedimento requer uma série de leituras do tempo de percurso com o emissor fixo e o receptor localizado em diferentes pontos ao longo da mesma linha, com incrementos fixos. Os resultados assim obtidos são desenhados graficamente, como se ilustra na Figura 4.5, sendo a velocidade média dada pela inclinação da melhor regressão linear [14, 24].

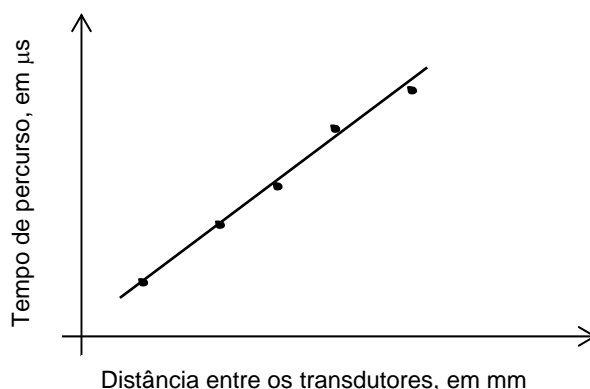


Figura 4.5 – Representação gráfica para a obtenção da velocidade média da onda

Qualquer descontinuidade na representação gráfica poderá dever-se à presença de fendilhação superficial ou à existência de uma camada inferior de qualidade diferente. A menos que este método seja utilizado propositadamente para detectar tais descontinuidades, a medição da velocidade por leituras indirectas deverá ser evitada.

Escolhida a localização dos transdutores, o procedimento que conduz à medição da velocidade de propagação dos ultra-sons deverá observar, em geral, o seguinte:

- O comprimento do percurso deverá ser medido, especialmente nos casos em que se adoptam leituras directas e semi-directas, com uma precisão de $\pm 1\%$ [14, 24];

- O contacto entre a superfície do betão e a superfície dos transdutores deverá fazer-se interpondo entre estas uma camada muito fina e bem distribuída de uma massa de ligação constituída, por exemplo, por uma massa consistente pouco viscosa ou um material gorduroso;

- Estabelecida a ligação entre o betão e os transdutores, regista-se o tempo de percurso fornecido directamente pelo aparelho. Bungey e Millard [24] recomendam a repetição da leitura na mesma posição, após a completa remoção dos transdutores e sua reposição, considerando-se, neste caso, o menor valor do tempo de percurso fornecido nas duas medições.

- A velocidade de propagação V , em km/s, constitui o resultado final do ensaio e é dada por:

$$V = L / t \quad (4.1)$$

Onde:

L - é o comprimento do percurso, em mm;

t - é o tempo de percurso dado pelo aparelho, em μs .

4.4.2 - Estimativa da espessura de uma camada de revestimento

Se um betão possui à superfície uma camada de espessura uniforme e qualidade nitidamente inferior àquela situada a maior profundidade, é possível, medindo o tempo de percurso das ondas ultra-sónicas ao longo de uma linha à superfície, estimar a espessura dessa camada.

Para tal, poderá recorrer-se à representação gráfica que se ilustra na Figura 4.6, desenhando em abcissas a distância do transdutor emissor ao transdutor receptor e em ordenadas o tempo de percurso. Para distâncias curtas a onda percorre apenas a camada superficial e será possível representar graficamente um segmento de recta. A partir de um certo afastamento dos transdutores a onda passa a percorrer, na sua grande extensão, a camada inferior e, novamente, a construção gráfica permite detectar um outro segmento de recta com inclinação diferente do anterior e um ponto de intersecção dos dois segmentos,

correspondentes à abcissa “x”. A velocidade da onda em cada uma das camadas é dada pelo declive dos respectivos segmentos de recta.

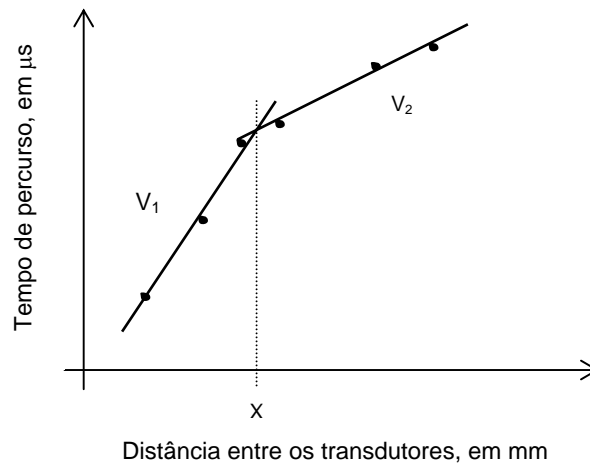


Figura 4.6 – Representação gráfica da localização da descontinuidade entre duas camadas com velocidades de propagação diferentes

A espessura “e” da camada superficial é obtida da seguinte forma [14, 24]:

$$e = \frac{x}{2} \cdot \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (4.2)$$

Onde:

V_1 = velocidade da onda na camada de betão superficial, em km/s;

V_2 = velocidade da onda no betão da camada inferior, em km/s;

x = distância medida desde o transdutor emissor até ao ponto de intersecção dos segmentos de recta de diferente inclinação, em mm.

4.4.3 - Estimativa da profundidade de uma fenda superficial

Uma estimativa da profundidade de uma fenda visível à superfície pode ser obtida com recurso a medições indirectas na superfície do betão colocando os transdutores em posições equidistantes em relação à fenda com localização bem conhecida, Figura 4.7 [24].

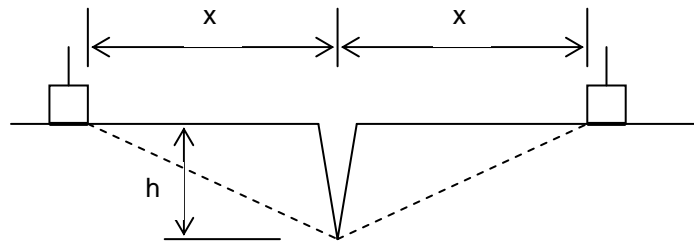


Figura 4.7 – Determinação da profundidade de zonas fendilhadas

A profundidade da fenda pode então ser obtida, com precisão de $\pm 15\%$ [24], com recurso à seguinte equação:

$$h = x \cdot \sqrt{\frac{t_c^2}{t_s^2} - 1} \quad (4.3)$$

Onde:

h = profundidade da fenda;

x = distância entre a fenda e a face mais próxima dos transdutores colocados equidistantes (Figura 4.7);

t_c = tempo de percurso da onda que contorna a fenda;

t_s = tempo de percurso da onda ao longo da superfície no mesmo betão, medida numa zona próxima e representativa da anterior, mas não fendilhada.

A norma britânica, BS 1881: Part 203: 1986 [14] sugere um procedimento ligeiramente diferente do anterior. Neste caso, tendo ainda como referência a Figura 4.7, são efectuadas duas medições do tempo de percurso, correspondentes a dois valores diferentes da distância “ x ”. A norma sugere a adopção dos valores de 150 mm e 300 mm.

Assumindo que o plano da fenda é perpendicular à superfície do betão e que o betão na sua vizinhança é razoavelmente uniforme em qualidade, a profundidade da fenda preenchida de ar “ h ”, em (mm), pode ser calculada pela expressão:

$$h = 150 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot t_1^2 - t_2^2}{t_2^2 - t_1^2}} \quad (4.4)$$

Onde:

t_1 = tempo de percurso quando $x = 150$ mm, em μs ;

t_2 = tempo de percurso quando $x = 300$ mm, em μs .

Note-se que poderão ser ainda encontrados outros tipos de “arranjos” para os transdutores por forma a determinar a profundidade das fendas superficiais, tendo sido referidos apenas aqueles mais recomendados.

4.4.4 - Estimativa do módulo de elasticidade

Num meio elástico infinito, homogéneo e isotrópico, a relação entre as suas constantes elásticas e a velocidade de uma onda ultra-sónica de compressão que o atravessa, é expressa pela seguinte equação [9, 14, 24, 46]:

$$E_d = \rho \cdot V^2 \cdot \frac{(1 + \nu_d) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_d)}{1 - \nu_d} \quad (4.5)$$

Onde:

E_d = módulo de elasticidade dinâmico [MN/m^2];

ν_d = coeficiente dinâmico de Poisson;

ρ = densidade, em [kg/m^3];

V = velocidade dos ultra-sons, em [km/s].

Se os valores de “ ρ ” e de “ ν_d ” são conhecidos, é possível determinar o valor de E_d em provetes de betão para uma gama variada de formas e tamanhos. Igualmente “ ν_d ” pode ser determinado se os valores de “ ρ ” e “ E_d ” são conhecidos [14, 24, 46].

Uma vez que o coeficiente dinâmico de Poisson “ ν_d ” e a densidade “ ρ ” variam

pouco para composições com inertes naturais, a relação entre a velocidade de propagação de ultra-sons e o módulo de elasticidade dinâmico poderá esperar-se que seja razoavelmente consistente, não obstante o facto do betão não ser necessariamente o meio ideal ao qual a relação matemática se aplique [24].

Para aplicações correntes poderá ser mais adequado o recurso a correlações empíricas, permitindo estimar directamente o módulo de elasticidade estático e dinâmico, a partir da medição da velocidade de propagação de ultra-sons feita em qualquer ponto da estrutura. A relação entre estas grandezas é apresentada no Quadro 4.1, com base na norma britânica BS 1881: Part 203: 1986 [14] e aplica-se ao betão feito com os tipos de inertes naturais mais correntemente usados. A estimativa do módulo de elasticidade assim obtido terá uma precisão melhor que $\pm 10\%$ [14].

Quadro 4.1 – Relação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons no betão e os módulos de elasticidade estático e dinâmico (BS 1881: Part 203: 1986 [14])

Velocidade dos ultra-sons (V), em [km / s]	Módulo de elasticidade	
	Dinâmico (Ed) [MN / m ²]	Estático (Es) [MN / m ²]
3,6	24 000	13 000
3,8	26 000	15 000
4,0	29 000	18 000
4,2	32 000	22 000
4,4	36 000	27 000
4,6	42 000	34 000
4,8	49 000	43 000
5,0	58 000	52 000

4.5 - Factores que afectam as leituras dos ensaios

Os factores que afectam as leituras dos ensaios e que não dependem das propriedades do betão, são os seguintes [14, 24]:

1. O teor de humidade;

2. A temperatura do betão;
3. O comprimento do percurso;
4. A forma e o tamanho dos elementos;
5. A tensão aplicada;
6. A presença de armaduras.

Note-se que, na estimativa da resistência, estes factores serão cumulativos com aqueles que afectam directamente as correlações empíricas, como sejam: o tipo, forma e tamanho dos inertes, o tipo de cimento, as proporções dos vários componentes, a razão água/cimento, a maturidade e as condições de cura.

Vejamos então em que medida estes factores afectam as leituras do ensaio:

1. Teor de humidade

A velocidade de propagação dos ultra-sons através de um betão saturado pode ser até 5% mais elevada do que através do mesmo betão no estado seco e, a sua influência será menor em betões de alta resistência do que para betões de resistências baixas [24]. Por outro lado, a resistência em provetes saturados será menor que em provetes secos.

Importa ainda referir que o teor de humidade do betão tende a diminuir com a idade como consequência natural da hidratação do cimento e que, por outro lado, diferentes condições de cura poderão igualmente introduzir diferenças no teor de humidade dos betões, para além das diferenças introduzidas na hidratação do cimento e, conseqüentemente, na resistência do betão, especialmente em idades curtas.

2. Temperatura do betão

Para temperaturas entre os 5 °C e os 30 °C, a influência na medição da velocidade de propagação de ultra-sons será provavelmente inferior a $\pm 1\%$ [24]. Para temperaturas abaixo dos zero graus a influência poderá ser significativa se o betão for ensaiado saturado de água, enquanto que para o betão seco poderá ser inferior a 2% [24].

A norma britânica BS 1881: Part 203: 1986 [14] prevê correcções quando a temperatura do betão se situa fora do intervalo de 10 °C a 30 °C.

3. Comprimento do percurso

A velocidade de propagação não é geralmente influenciada pelo comprimento do percurso, desde que este possua um valor mínimo suficiente para eliminar qualquer influência resultante da natureza heterogénea do betão [24]. A norma britânica BS 1881: Part 203: 1986 [14] recomenda, por exemplo, comprimentos mínimos de 100 mm e 150 mm, respectivamente, para betões com máxima dimensão do inerte inferior ou igual a 20 mm e para betões com máxima dimensão do inerte entre 20 mm e 40 mm. A mesma norma recomenda ainda comprimentos mínimos de 150 mm e 400 mm, respectivamente, no caso da transmissão directa envolvendo uma superfície moldada e outra não moldada e no caso da transmissão indirecta envolvendo uma superfície não moldada.

Quanto à dimensão máxima, as limitações parecem estar relacionadas apenas com as capacidades dos equipamentos de ensaio. Por exemplo, as dificuldades na definição exacta da partida da onda acústica evidenciam uma ligeira redução da velocidade dos ultrasounds com o aumento do comprimento do percurso [14, 24]. Contudo, esta redução é muito pequena e situa-se ainda dentro do intervalo de precisão do aparelho, previsto pela norma britânica para comprimentos de percurso até os 3 metros [14].

4. Forma e tamanho dos elementos

A velocidade de ondas de vibração curtas é independente do tamanho e forma dos provetes que atravessam, a menos que as suas dimensões laterais sejam inferiores a um determinado valor mínimo [24]. Para o aparelho utilizado no presente trabalho (PUNDIT), com transdutores de frequência de 54 kHz, a dimensão lateral mínima do provete de ensaio deverá ser de 65 mm, 74 mm e 83 mm, respectivamente, para as gamas de velocidade de propagação de 3,5 km/s, 4,0 km/s e 4,5 km/s [14].

5. Tensão aplicada

Tem sido geralmente aceite que a velocidade de propagação de ultrasounds medida em provetes cúbicos em laboratório não é significativamente afectada até que uma tensão de cerca de 50% da tensão de rotura seja alcançada [24]. A níveis de tensão elevados é observada uma aparente redução na velocidade de propagação devido à formação de

microfissuras internas [24].

6. Armaduras

As armaduras devem ser evitadas sempre que possível, uma vez que são introduzidas consideráveis incertezas devido às elevadas velocidades dos ultra-sons quando percorrem o aço, juntamente com a possível falta de compactação em regiões densamente armadas [24]. Na impossibilidade de evitar a presença das armaduras, poderão ser aplicadas as correcções apresentadas nos fluxogramas indicados nas Figuras 4.8 e 4.9, que têm em conta o diâmetro, o número de varões e a sua orientação em relação ao percurso da onda de propagação [24]. Estas estimativas podem apresentar uma precisão de $\pm 30\%$ se existir uma boa aderência e nenhuma fissuração do betão na zona de ensaio [24].

Os fluxogramas acima referidos, foram elaborados com base nas referências [14] e [24], com o objectivo de facilitar a interpretação da norma quanto à aplicação das correcções a efectuar na presença de armaduras para as duas situações principais: o eixo das armaduras paralelo e perpendicular à direcção do percurso da onda ultra-sónica. A sua aplicação poderá exigir o recurso a um processo iterativo para determinar o valor do parâmetro V_c e, nesse caso, sugere-se o seguinte procedimento, que se aplica tanto aos varões perpendiculares como aos varões paralelos ao percurso da onda [24]:

1. Equacionar V_m em função de V_c e γ ;
2. Arbitrar valores para V_c , determinar γ com recurso aos gráficos apresentados nos fluxogramas e calcular V_m ;
3. O valor de V_c que corresponder ao valor de V_m medido na estrutura é o valor procurado.

CORRECÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ULTRA-SONS

Eixo do varão paralelo à direcção do percurso da onda.

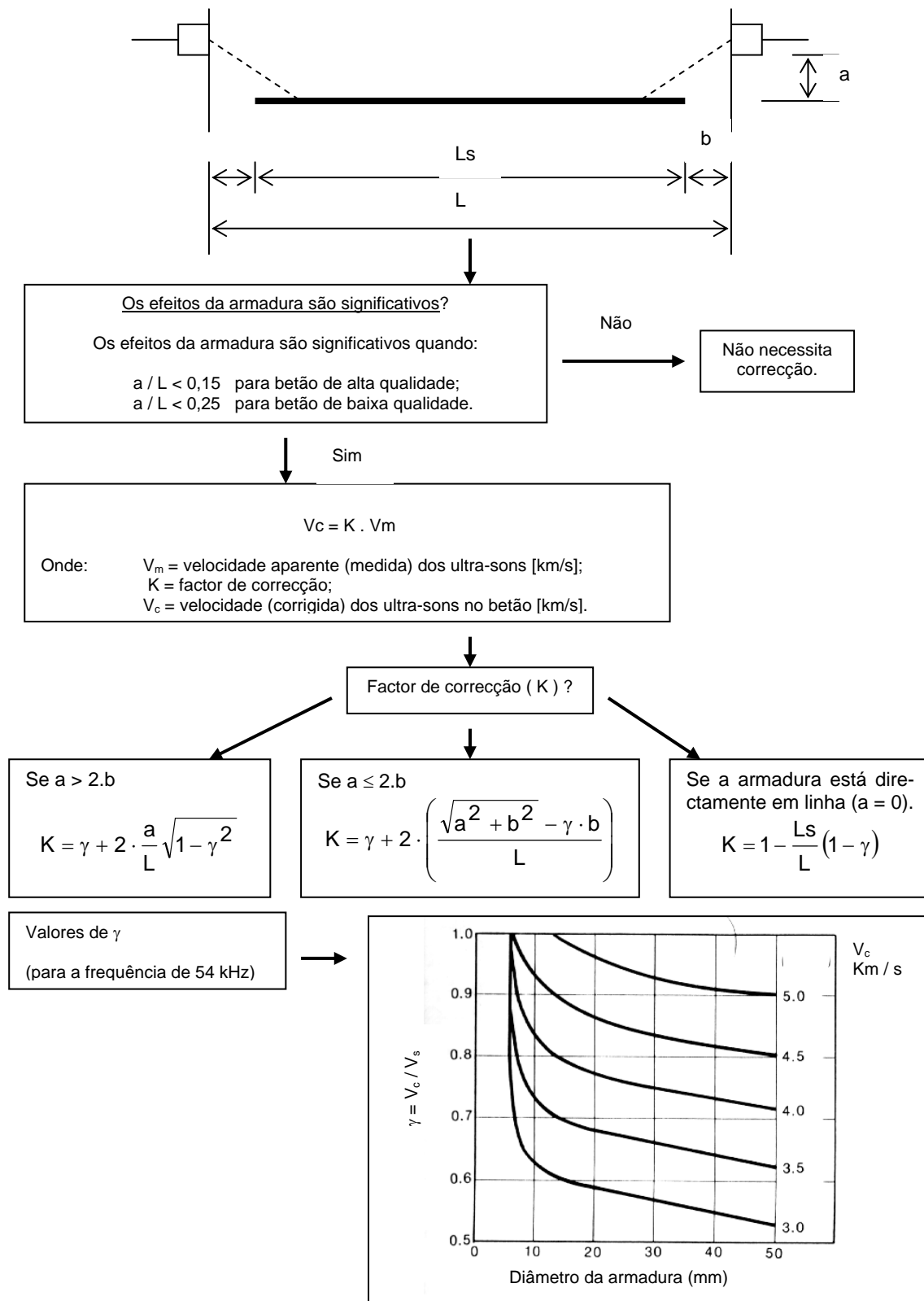
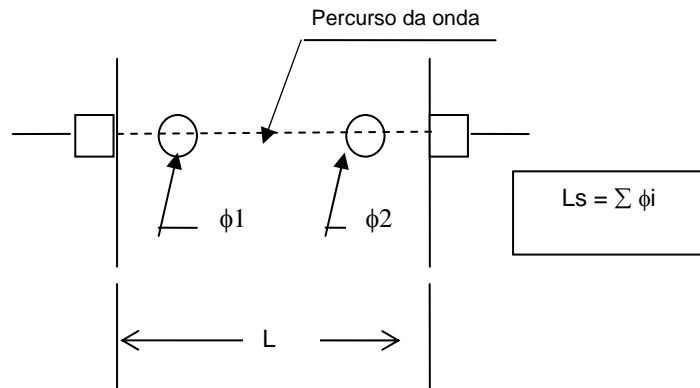


Figura 4.8 – Influência das armaduras paralelas ao percurso dos ultra-sons [14, 24]

CORRECÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ULTRA-SONS

Eixos dos varões perpendiculares à direcção do percurso da onda.



Equação ?

$$V_c = K \cdot V_m$$

Onde: V_m = velocidade aparente (medida) dos ultra-sons [km/s];
 K = factor de correcção;
 V_c = velocidade (corrigida) dos ultra-sons no betão [km/s].



Factor de correcção (K) ?

$$K = 1 - \frac{L_s}{L} (1 - \gamma)$$

Valores de γ
(para a frequência de 54 kHz)

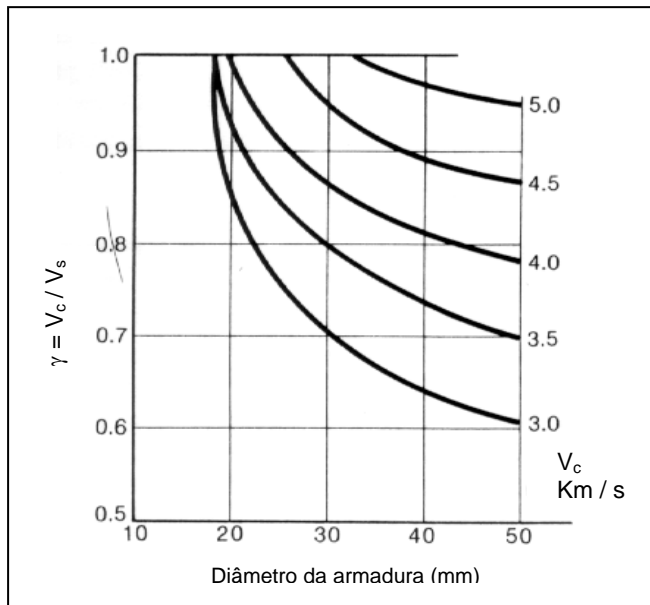


Figura 4.9 – Influência das armaduras perpendiculares ao percurso dos ultra-sons [14, 24]

4.6 - Obtenção de correlações com a resistência

As correlações com a resistência serão em geral afectadas por factores tais como: o tipo, forma e dimensão dos inertes; o tipo de cimento; a razão água/cimento; a maturidade e o tipo de cura. Assim, as correlações obtidas para o mesmo betão por variação da maturidade serão diferentes daquelas que se obtêm por variação da razão água/cimento em betões ensaiados com o mesmo grau de maturidade. Do mesmo modo, serão obtidas curvas de correlação diferentes para as mesmas amassaduras se a cura ao ar for substituída por cura em água, se forem utilizados tipos de inertes diferentes, ou se forem alteradas as suas proporções. Pelo exposto, se depreende a necessidade de serem obtidas correlações específicas para cada situação. Nesse sentido, as correlações “in situ” poderiam revelar-se mais adequadas uma vez que permitiriam eliminar parte desses factores.

4.6.1 - Correlações laboratoriais

Os procedimentos gerais definidos na Secção 2.4.3 para as correlações laboratoriais aplicam-se a este método de ensaio. Seguidamente, serão acrescentadas apenas algumas indicações mais específicas para alguns desses procedimentos.

Forma e número de provetes

Idealmente, pelo menos 10 conjuntos de 3 provetes devem ser utilizados, cobrindo a gama mais larga possível de resistências. Para este efeito poderão ser utilizados, por exemplo, provetes cúbicos de 150 mm de aresta.

Número mínimo de leituras

As leituras da velocidade deverão efectuar-se em pelo menos uma das duas direcções ortogonais dos provetes com faces moldadas e em três pontos diferentes, compreendidos entre o topo e a base [14, 24]. Cada uma das leituras individuais do tempo de percurso deverá situar-se no intervalo de $\pm 5\%$ da média dos três resultados obtidos. Os mesmos provetes são de seguida ensaiados à compressão segundo o ensaio normalizado.

Forma das correlações

A velocidade média e a resistência média obtidas de cada conjunto de 3 provetes idênticos, fornecem os valores para estabelecer a curva de correlação.

A correlação entre a tensão de rotura do betão e a velocidade de propagação dos ultra-sons é, em geral, do tipo exponencial ou polinomial [46]. Bungey e Millard [24] sugerem como tendência geral uma equação do tipo:

$$f_{cm} = A * \exp (B * V) \quad (4.6)$$

Onde:

f_{cm} = valor médio da tensão de rotura à compressão em cubos,

V = valor médio da velocidade de propagação de ultra-sons numa localização,

A e B são constantes.

A forma geral que assume este tipo de correlações mostra que a correlação com a resistência é menos precisa à medida que a resistência do betão aumenta. Em betões correntes, a gama de velocidades medida é relativamente pequena e situa-se geralmente entre os 3,5 km/s e 4,8 km/s. Para valores da velocidade de propagação próximos do limite superior a correlação perde geralmente sensibilidade, já que as pequenas variações deste parâmetro correspondem grandes variações da resistência. Bungey e Millard [24] salientam que as estimativas da resistência acima dos 40 MPa devem ser tratadas com grande precaução.

4.6.2 - Correlações “in situ”

Também neste caso, o processo conducente à obtenção de correlações “in situ” entre a resistência e a velocidade de propagação de ultra-sons, deverá reger-se pelos procedimentos de âmbito geral apresentados na Secção 2.4.3.

Importa no entanto acrescentar que a velocidade medida em carotes, depois de cortadas e curadas em água, será geralmente maior que aquela medida na estrutura e não deve, por isso, ser usada para correlações directas.

4.7 - Interpretação dos resultados

A interpretação dos resultados deverá ser efectuada de acordo com os procedimentos definidos no Sub-Capítulo 2.5, completando-se com as informações fornecidas nos itens seguintes, nomeadamente, a variabilidade do próprio ensaio e os limites de confiança das correlações com a resistência.

4.7.1 - Variabilidade do próprio ensaio

Não existem muitas informações sobre a variabilidade do próprio ensaio. No entanto, Bungey e Millard [24] referem valores típicos para o coeficiente de variação da velocidade de propagação da ordem dos 2,5 %, enquanto a norma americana ASTM C597 [9] refere valores de cerca de 2% em ensaios realizados em betões de boa qualidade e comprimentos de percurso entre os 0,3 m e os 6 m, envolvendo três aparelhos de ensaio e cinco operadores. Em betões deteriorados ou muito fendilhados, a variação dos resultados será substancialmente maior [9].

4.7.2 - Limites de confiança das correlações com a resistência

Em condições ideais, é possível estimar a resistência de um betão fabricado em laboratório, através de correlações laboratoriais, com um erro de $\pm 10\%$ [24]. Contudo, quando se tenta transpor a sua aplicação ao betão “in situ” a precisão da estimativa diminui significativamente, dada a complexidade de factores intervenientes.

Se for produzida uma curva de correlação adequada ao betão sob investigação e se forem reunidas boas condições de ensaio, será possível estimar a resistência numa determinada zona em estudo com um erro de $\pm 20\%$, para um intervalo de confiança de 95% [24,46]. De contrário cometer-se-ão erros de $\pm 50\%$ [46].

4.8 - Conclusões

O método de medição da velocidade de propagação de ultra-sons no betão encontra-se bem definido e o seu uso generalizado em todo o mundo. O ensaio ultra-sónico não causa quaisquer danos na superfície do betão e é tido como um dos poucos ensaios não destrutivos capaz de avaliar a massa interior de um elemento em betão.

Os factores que afectam os resultados do ensaio têm sido estudados ao longo de muitos anos e, em alguns casos, existem expressões (inclusive em documentos normativos) que permitem determinar factores de correcção. Um exemplo será a correcção devida à presença de armaduras.

A velocidade de propagação de ultra-sons depende do módulo de elasticidade do material que atravessa, o qual, por sua vez, se relaciona com a resistência à compressão. Contudo, apesar de ser possível estimar a resistência à compressão através de correlações estabelecidas entre esta grandeza e a velocidade dos ultra-sons, a sua aplicação tem sido desencorajada por muitos autores. Não obstante todas as vantagens práticas que lhe são reconhecidas, o ensaio ultra-sónico enfrenta dos mesmos problemas referidos para o ensaio esclerométrico, ou seja, o ensaio não mede directamente um parâmetro da resistência e as correlações são afectadas por um grande número de factores. É certo que existem factores de correcção, mas a prática tem demonstrado que tais correcções introduzem grandes incertezas no resultado, com reflexos na precisão da estimativa.

Tem sido referido que mesmo utilizando curvas de correlação desenvolvidas especificamente para o efeito e reunidas boas condições de ensaio "in situ" é pouco provável que os limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência sejam melhores que $\pm 20\%$ do valor médio. Sem correlações específicas esse intervalo de variação poderá atingir um valor de $\pm 50\%$. Em laboratório e utilizando correlações específicas os limites de confiança de 95% poderão situar-se num intervalo de variação de $\pm 10\%$ em relação ao valor médio estimado.

A natureza das correlações tem mostrado ser do tipo exponencial, o que conduz à

perda de sensibilidade do ensaio para resistências elevadas, ou seja, a um pequeno acréscimo da velocidade de propagação poderá corresponder um grande aumento na resistência à compressão. Por isso, a sua aplicação em betões de alta resistência carece ainda de ser investigada, embora já existam tentativas nesse sentido, ainda que escassas.

Tal como para o ensaio esclerométrico, um dos principais campos de aplicação do ensaio ultra-sónico reside na análise comparativa de localizações diferentes de um mesmo betão ou na análise relativa da resistência em localizações comparáveis de vários elementos do mesmo tipo, com betões de composição idêntica.

Um campo de aplicação no qual o ensaio ultra-sónico tem mostrado maiores potencialidades e também maior precisão tem sido na determinação do módulo de elasticidade dinâmico e do coeficiente dinâmico de Poisson ou indirectamente, na estimativa do módulo de elasticidade estático. Outros campos de aplicação com interesse passam pela localização de defeitos, detecção de descontinuidades e identificação de camadas de diferente qualidade e espessura em profundidade.

**ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA
À PENETRAÇÃO**

CAPÍTULO 5 - ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

5.1 - Introdução

O método de medição da resistência à penetração integra-se num grupo de ensaios mais vasto, que as normas britânicas BS 1881: Part 207: 1992 [18] e BS 1881: Part 201: 1986 [16] classificam como “Ensaio Próximos da Superfície” e aos quais reconhecem especial aptidão na estimativa do valor da resistência. Mais correntemente, este tipo de ensaios são classificados como sendo parcialmente destrutivos, mas, por não prejudicarem o desempenho da estrutura, podem ser também referidos como sendo não destrutivos [16].

Na sua essência, o método baseia-se no princípio de que a resistência à compressão de um betão está relacionada com a profundidade de penetração de uma sonda metálica ou pino (em forma de prego) projectados contra a sua superfície.

De entre as técnicas de ensaio presentemente existentes para determinar a resistência à penetração, a mais conhecida e mais utilizada mundialmente é aquela que se baseia na Pistola de Windsor (Windsor Probe Test System). Nesta técnica de ensaio, a sonda metálica é projectada pela pistola em resultado da deslocação de ar provocada pela explosão de um cartucho de pólvora com uma carga fixa. Os primeiros trabalhos neste âmbito surgiram em 1954, mas só nos anos sessenta foi introduzido nos Estados Unidos o aparelho que ficou conhecido como Pistola de Windsor [46, 64], e que ainda hoje é correntemente utilizado.

O método de medição da resistência à penetração com base na Pistola de Windsor ganhou popularidade nos E.U.A e no Canadá, especialmente na monitorização do desenvolvimento da resistência “in situ” [24]. Neste continente podem ser encontradas, por exemplo, as normas americanas ASTM C803-90 [10], enquanto na Europa se podem encontrar normas similares, como sejam, as normas britânicas BS 1881:Part 207 [18].

Não existe nenhuma análise teórica rigorosa e convincente do ensaio de penetração da sonda, devido à complexidade da combinação de tensões dinâmicas desenvolvidas durante o processo (compressão, tracção, corte e atrito) e à própria natureza heterogénea do betão [21, 24, 64]. O ensaio envolve uma determinada quantidade inicial de energia cinética da sonda que é absorvida durante a penetração, em larga medida, através do esmagamento e fractura do betão e, em menor parte, através da fricção entre a sonda e o betão [24, 64].

A penetração da sonda provoca uma fractura no betão com uma forma cónica e com propagação das fendas até à superfície (Figura 5.1). Abaixo desde cone, a penetração da sonda é, em grande parte, resistida pela compressão no material adjacente [24, 64]. É por vezes referido, que a resistência à penetração é predominantemente influenciada por uma zona situada aproximadamente entre os 25 mm e os 75 mm abaixo da superfície [24] ou até aos 75 mm abaixo da superfície [18].

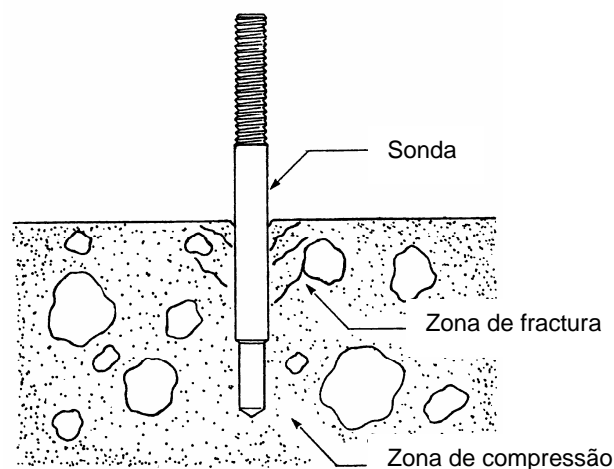


Figura 5.1 – Rotura típica de um betão endurecido após penetração da sonda [64]

A relação entre a resistência à penetração da sonda e a tensão de rotura à compressão de um betão poderá, contudo, ser obtida experimentalmente com bons resultados. Tal relação deverá ser estabelecida para um determinado aparelho e para um determinado betão, já que poderá ser afectada por inúmeros factores, em grande parte relacionados com a dureza, tipo, forma, máxima dimensão e proporção dos inertes grossos.

O ensaio de medição da resistência à penetração utilizando a Pistola de Windsor tem sido aplicado apenas em betões da gama de resistências normal. Malhotra e Carette [64] referem um valor máximo da resistência à compressão, para a qual o ensaio pode ser aplicado, da ordem dos 40 MPa. Refira-se que no presente trabalho esse valor se situou próximo dos 53 MPa.

Uma outra técnica de ensaio mais recente, menos conhecida e também menos aplicada, baseia-se na medição da profundidade de um furo, deixado após a penetração de um pequeno pino metálico com 30,5 mm de comprimento, um diâmetro de 3,56 mm e uma ponta cônica formando um ângulo de 22,5 graus (Figura 5.2). A projecção do pino é efectuada, desta feita, por uma mola com rigidez fixa de 49,7 N/mm e que armazena uma energia de cerca de 10,3 N.m quando comprimida. Esta técnica de ensaio foi desenvolvida nos finais dos anos 80 por Nasser e Al-Manaseer com o propósito de estimar a resistência do betão em idades curtas para remoção de cofragens. Apesar de ser relativamente recente, esta técnica de ensaio encontra-se já incluída na norma americana ASTM C803-90 [10]. Note-se que a norma britânica acima referida, BS 1881:Part 207 [18], não se aplica a esta técnica de ensaio.

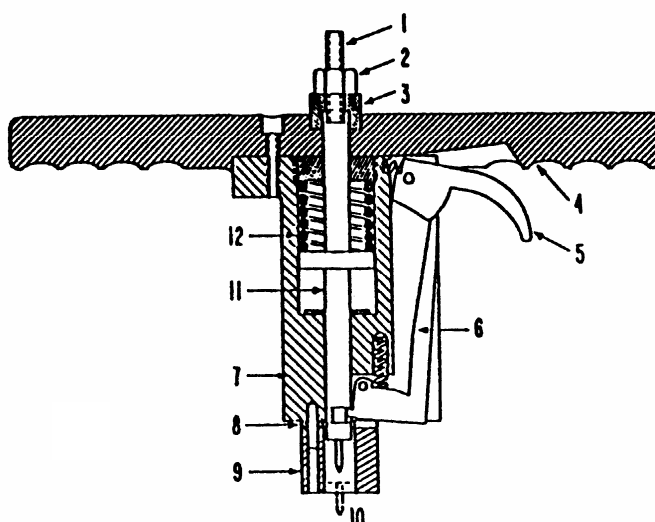


Figura 5.2 – Aparelho de ensaio de penetração do pino metálico [64]

O método baseado na técnica de penetração do pino metálico, apesar de simples no princípio, tem limitações. O pino penetra somente numa pequena profundidade no betão e, em consequência, os resultados podem ser seriamente afectados pelas condições do material à superfície [10, 64]. Por razões similares, é de esperar que a variabilidade do ensaio seja relativamente elevada [64]. O equipamento é relativamente pesado para uso “in situ” e, devido à natureza do mecanismo da mola, não pode ser usado em betões com resistências superiores a 30 MPa [64].

Apresentadas as duas técnicas de ensaio comercialmente disponíveis e as suas principais limitações, concretamente, quanto à gama de resistências às quais se aplicam, depreende-se facilmente a impossibilidade de alargar a sua aplicação a betões de alta resistência, como afinal era objectivo da investigação que se apresenta neste trabalho.

Foi então testada a possibilidade de se aplicar a Máquina Alternativa de Ensaio [57], tendo-se obtido resultados muito promissores em betões de alta resistência [58]. A técnica deste equipamento alternativo difere ligeiramente das anteriores e baseia-se no “princípio do pistão” ilustrado esquematicamente na Figura 5.3.

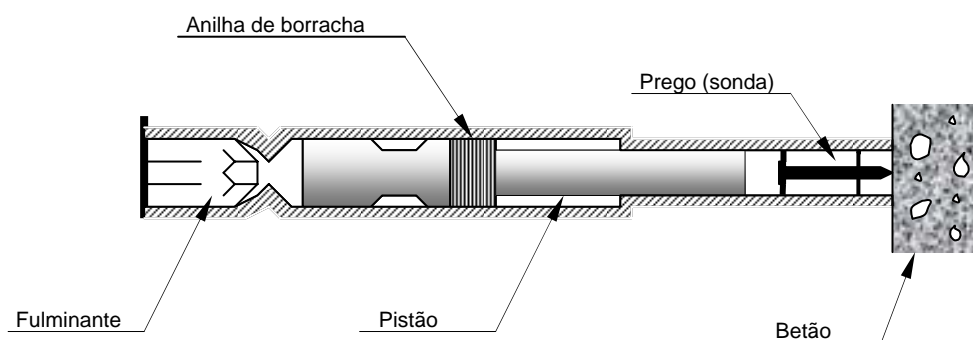


Figura 5.3 – Representação esquemática do princípio do pistão

Nesta técnica, o pino (prego) metálico é martelado contra a superfície do betão uma única vez, em consequência do impacto provocado pelo pistão. O pistão desliza no interior de uma pistola de ensaio e é projectado em resultado da deslocação de ar ocasionada pela

explosão de um fulminante de pólvora com uma carga fixa. O pino penetra numa profundidade que pode variar dos 10 mm aos 40 mm consoante a resistência do betão e o resultado final do ensaio é traduzido pela medição da distância exposta desse pino relativamente à superfície original do betão na zona de impacto.

Na análise experimental que se apresenta neste trabalho será discutida a aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio na estimativa da tensão de rotura à compressão de betões da gama de resistências normal e alta. A validade das correlações obtidas para a gama de resistências normal, com base na Máquina Alternativa de Ensaio, será ainda comparada com aquela obtida por aplicação da Pistola de Windsor.

É importante referir que apesar desde método ser claramente um método de medição da resistência à penetração, o tipo de equipamento utilizado e os procedimentos adoptados não se encontram abrangidos por qualquer norma e, por isso, os resultados apresentados no presente trabalho, no que respeita à aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio, devem ser interpretados apenas como trabalhos exploratórios.

5.2 – Aplicações

Os ensaios baseados na técnica de medição da resistência à penetração poderão revelar-se úteis nas seguintes aplicações [10, 18, 24, 46, 64, 90]:

1. Na verificação da uniformidade do betão,
2. Na análise comparativa de betões,
3. Na monitorização a curto prazo,
4. Na estimativa da resistência do betão “in situ”.

1. Verificação da uniformidade do betão

O ensaio poderá ser útil na detecção de zonas deterioradas ou de fraca qualidade num elemento estrutural e na localização de áreas críticas, onde posteriormente se poderão aplicar outros métodos ainda mais precisos. Os resultados poderão ser expressos

directamente em função do parâmetro medido pelo ensaio, sem necessidade de estabelecer correlações com qualquer outra propriedade.

Em comparação com o esclerómetro de Schmidt, o método apresenta como maior vantagem o facto das medições se relacionarem com as propriedades do betão a maior profundidade e de serem menos dependentes das condições superficiais. Além disso, outras variáveis como a idade, proporções dos inertes e condições de humidade exercem influências muito menores [21]. A não ser em situações especiais, é pouco provável que o ensaio de resistência à penetração se substitua ao ensaio de dureza superficial na verificação da uniformidade, já que apresenta desvantagens, tais como: a necessidade de reparação dos danos causados na superfície e as suas implicações na aparência e durabilidade das áreas expostas do betão; as exigências quanto à espessura mínima e à localização dos pontos de ensaio, resultantes da necessidade de garantir distâncias mínimas entre dois pontos, ou entre um ponto e o contorno do betão. Outro tipo de limitação poderá resultar dos custos relativamente elevados de aplicação desta técnica, sobretudo quando se utilizam cartuchos de pólvora, comparativamente com aquela utilizada no esclerómetro de Schmidt. Os aspectos de segurança podem também, eventualmente, contribuir para a inibição da utilização deste método.

2. Análise comparativa de betões

O ensaio poderá ser aplicado com vantagem na análise comparativa das resistências de betões similares quando se dispõe de curvas de calibração específicas, ou simplesmente, pela comparação relativa das resistências desses betões com base na grandeza directamente medida pelo ensaio, sem necessidade de recorrer a correlações.

3. Monitorização a curto prazo

O ensaio de medição da resistência à penetração poderá ser usado para avaliar o desenvolvimento da resistência “in situ” do betão em idades curtas e determinar a altura adequada para proceder ao manuseamento e transporte de unidades pré-fabricadas,

aplicação do pré-esforço, remoção de cofragens ou remoção de suportes temporários.

4. Estimativa da resistência do betão

Para um determinado betão e um determinado aparelho de ensaio, a resistência à penetração poderá ser correlacionada experimentalmente com a tensão de rotura à compressão de provetes padrão ou carotes. Essas correlações poderão então ser utilizadas para estimar a resistência “in situ”, uma vez ponderados todos os factores susceptíveis de influenciar os resultados e ainda a variabilidade do betão “in situ”, nomeadamente, a representatividade da camada superficial face à massa interior do betão.

Bungey e Millard [24] referem, por exemplo, que os ensaios de penetração da sonda (Pistola de Windsor) podem substituir em determinadas circunstâncias os ensaios em carotes, com vantagens de maior rapidez de execução, disponibilidade imediata de resultados e menores danos. Contudo, salientam, a precisão deste ensaio apenas é comparável com aquela obtida em carotes de dimensões reduzidas.

5.3 – Equipamentos de ensaio

5.3.1 – Pistola de Windsor

A Figura 5.4 ilustra o conjunto dos equipamentos normalmente necessário para executar um ensaio de medição da resistência à penetração com base na Pistola de Windsor e os respectivos acessórios para extracção da sonda. Esses equipamentos, aos quais foi atribuída uma numeração arbitrária para maior facilidade na sua referência, são os seguintes:

a) A Pistola de Windsor propriamente dita

Este equipamento (1) é simples de operar, robusto, necessita de pouca manutenção e dispõe de um mecanismo de segurança que previne o seu disparo acidental; apenas é possível premir o gatilho da pistola quando esta é firmemente pressionada contra a superfície de ensaio.

b) Os elementos descartáveis constituídos pelas sondas e cartuchos de pólvora

Podem ser encontrados dois tipos de sondas: a sonda de cor prateada (silver coloured probe), em liga de aço de elevada dureza, para usar em betões com inertes naturais e que possui 6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento, uma extremidade cónica achatada e uma guia plástica (2) e a sonda de cor dourada (gold coloured probe), para utilizar em betões com inertes leves e que possui o mesmo comprimento da anterior e um diâmetro de 7,9 mm (não se encontra na figura).

Os cartuchos de pólvora (3) possuem uma carga fixa e precisa, que desenvolve uma energia de 79,5 m.kg. São também possíveis dois níveis de carga, usando o mesmo cartucho: o nível de carga padrão (standard power) e o nível de carga baixo (low power). No nível de carga padrão o cilindro enroscado na parte posterior da sonda (2) fica encostado à extremidade da cavilha que suporta o cartucho quando este se encontra posicionado na pistola, enquanto no nível de carga baixo esse cilindro é empurrado 2,5 polegadas para dentro do cano da pistola [90, 91];

c) As placas de localização dos ensaios

Em superfícies planas os ensaios podem ser efectuados em grupos de três disparos, utilizando-se a placa triangular equilátera (4), onde cada ponto de ensaio está espaçado entre si de 178 mm. Em superfícies irregulares e curvas é preferível usar-se a placa singular (5);

d) O micrómetro para medir a distância exposta

Este aparelho (6) deverá permitir a medição da distância com uma precisão de $\pm 0,25$ mm de acordo com a norma britânica BS 1881: Part 207 [18];

e) As placas de referência e elementos acessórios

São utilizadas para medição das distâncias expostas, tanto para o ensaio singular (7) como para o ensaio triplo (8);

f) Um acessório para extracção da sonda após a leitura

Este acessório (9) é constituído por um pequeno cilindro e uma porca.

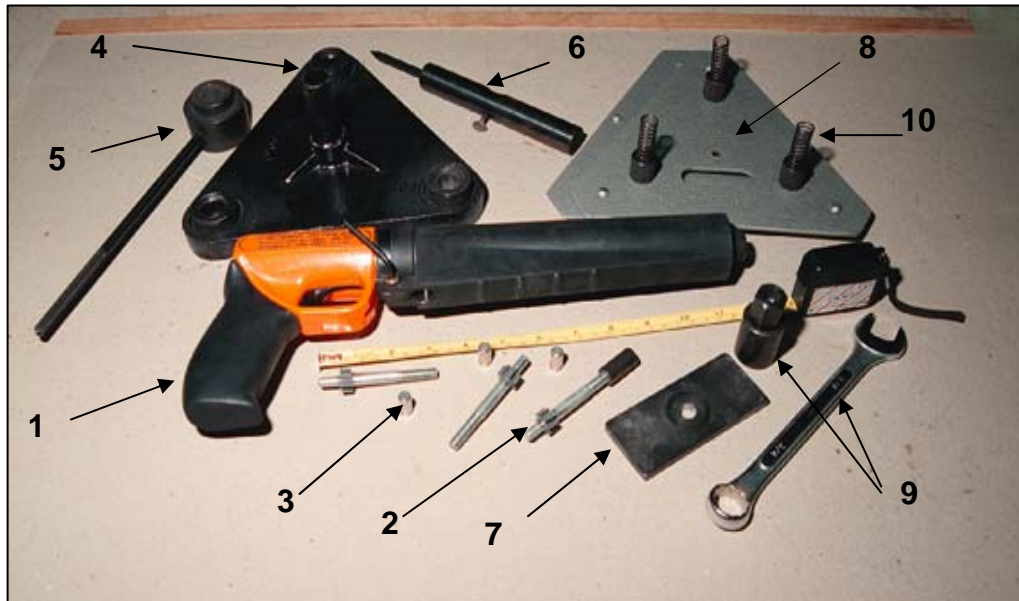


Figura 5.4 – Pistola de Windsor e respectivos acessórios

5.3.2 – Máquina Alternativa de Ensaio

O conjunto dos equipamentos necessário para executar um ensaio de medição da resistência à penetração com base na Máquina Alternativa de Ensaio inclui:

a) A máquina propriamente dita

Este aparelho, desenvolvido pelo fabricante para operar sob condições adversas em obra, apresenta grande robustez, facilidade e rapidez de execução e poucas exigências em termos de manutenção. O peso reduzido e o facto de incorporar um silenciador do disparo abonam também a seu favor. Na Figura 5.5 apresenta-se um esquema desta máquina de ensaio.

Tal como a Pistola de Windsor, este aparelho dispõe de um mecanismo de segurança do tipo “pressão de contacto” que previne o seu disparo accidental; será necessária uma pressão de cerca de 50 N para libertar o mecanismo de segurança. Por outro lado, o facto do prego ser martelado pelo pistão, e não projectado, como acontece na técnica utilizada na Pistola de Windsor, permite, em parte, reduzir os riscos de manuseamento do aparelho, nomeadamente, impede o atravessamento de paredes.

O fornecimento das munições em fita incorporando 10 fulminantes permite que sejam efectuados 10 disparos sucessivos sem necessidade de efectuar o carregamento do cartucho, bastando unicamente introduzir o pino metálico na extremidade do cano da pistola entre cada disparo. Existe também a possibilidade de incorporar um carregador de 10 pregos (disponível como acessório) e, segundo o fabricante, este mecanismo permite a execução de um disparo em cada 3 segundos.

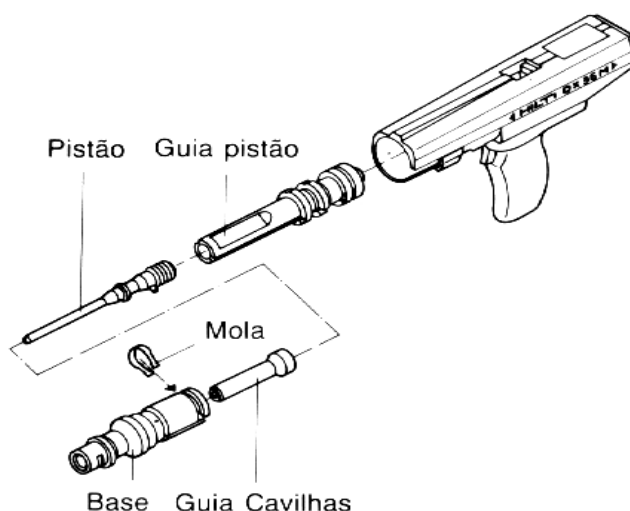


Figura 5.5 – Representação esquemática da Máquina Alternativa de Ensaio

b) Os elementos descartáveis constituídos pelos pinos metálicos e fulminantes

Podem ser adoptados diferentes tipos de pinos metálicos assim como diferentes níveis de carga para os fulminantes. A opção pela combinação mais adequada destes dois elementos para uma determinada gama de resistências do betão dependerá de um estudo prévio. As correlações obtidas deverão fazer referência a estas duas variáveis.

O aparelho possui ainda um parafuso regulador de potência contínuo que permite ajustar o nível de energia impulsora uma vez fixado o tipo de fulminante.

c) Uma craveira para medição da distância exposta

Este aparelho apresenta uma precisão na medição da ordem de $\pm 0,01$ mm, superior àquela exigida para o ensaio de Windsor.

5.4 – Procedimentos de ensaio

5.4.1 – Pistola de Windsor

Localização dos ensaios

Os ensaios de medição da resistência à penetração com base na Pistola de Windsor exigem apenas uma face disponível do betão para execução da leitura.

A localização dos pontos de ensaio será, antes de mais, condicionada pelas exigências relativas às distâncias mínimas entre pontos de ensaio para evitar a sobreposição de zonas de influência, pela espessura mínima do elemento e pela necessidade de garantir um determinado afastamento em relação ao contorno dos elementos para evitar a sua fractura. Caso existam armaduras, a sua distância mínima em relação ao ponto de ensaio terá igualmente que ser considerada.

As recomendações propostas pelas normas, pelos autores em geral e pelo fabricante do aparelho, quanto aos valores mínimos a adoptar nas diferentes situações acima referidas, variam ligeiramente. Assim, enquanto o fabricante do aparelho [91] recomenda uma distância mínima entre dois pontos de ensaio de aproximadamente 150 mm, coincidente com a recomendação de Malhotra e Carette [64], a norma americana ASTM C803 [10] impõe pelo menos 175 mm, com o que concordam Bungey e Millard [21, 24]. Por último, a norma britânica BS 1881: Part 207 [18] estabelece um mínimo de 200 mm.

Quanto ao afastamento mínimo entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre da superfície do betão, quando se utiliza o nível de carga padrão, poder-se-á encontrar valores que variam desde os 100 mm recomendados pelo fabricante [91] e pela norma americana [10], até aos 150 mm recomendados pela norma britânica [18] e sugeridos por Malhotra e Carette [64]. Bungey [21], por seu lado, considera que a distância mínima de 100 mm em relação a uma extremidade, pode, nem sempre, revelar-se suficiente para prevenir a fractura do betão, em especial do betão simples.

No que respeita à espessura mínima do elemento sob ensaio, existem também pequenas variações. As recomendações da norma americana [10] são coincidentes com aquelas apresentadas pelo fabricante do aparelho [91] e por Bungey [21]; todos eles referem que a espessura do elemento não deve ser inferior a duas vezes a profundidade de penetração prevista. Malhotra e Carette [64] recomendam que a espessura mínima do elemento seja da ordem de três vezes a profundidade de penetração prevista, enquanto a norma britânica [18] estabelece um valor fixo igual ou superior a 150 mm.

Se existirem armaduras, a norma britânica [18] recomenda que o ponto de ensaio se afaste destas em pelo menos 50 mm. Malhotra e Carette [64] referem valores da ordem dos 100 mm.

Número mínimo de leituras necessárias para caracterizar uma localização

Todas as recomendações fornecidas, quer pelas normas americana [10] e britânica [18], quer pelo fabricante do aparelho [91] ou pela bibliografia revista de diferentes autores [21, 24, 64], apontam para um número mínimo de 3 leituras válidas do ensaio de penetração da sonda, necessárias para caracterizar uma determinada localização de um elemento em betão. No entanto, o procedimento que conduz à aceitação (validade) ou rejeição dessas leituras varia ligeiramente, como se verá a seguir.

Segundo a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18], apenas devem ser consideradas válidas as leituras individuais em que a sonda se encontra perfeitamente embebida no betão e nele permanece fixa. A mesma norma estabelece ainda, como critério de aceitação do ensaio, que a diferença entre os valores máximo e mínimo das três leituras individuais da distância exposta deverá ser menor ou igual a 5 mm. Caso contrário, o ensaio deverá ser repetido.

A norma americana ASTM C803-90 [10] apresenta um critério mais elaborado para aceitação ou rejeição dos valores das distâncias expostas medidas no conjunto das três leituras individuais. Para além da exigência quando à perfeita fixação das sondas no betão, esta norma refere ainda que a variação máxima permitida para grupos de três leituras

individuais efectuadas no mesmo betão, próximas umas das outras, com o mesmo equipamento e o mesmo operador, quer individualmente, quer utilizando o prato de localização triangular, é de 8,4 mm e 11,7 mm, respectivamente, para betões com máximas dimensões do inerte de 25,4 mm e 50,8 mm. Se a variação das três medições exceder este limite, deve ser disparada uma quarta sonda e aquele valor que se desviar mais da média das quatro medições deve ser eliminado. Se os três resultados sobranes permanecerem ainda fora do limite acima referido, devem ser efectuadas medições numa área diferente e devem ser obtidos 3 novos valores.

O fabricante do aparelho [91] sugere um procedimento idêntico ao da norma americana, mas, desta feita, estabelece como diferença máxima entre as leituras individuais da distância exposta das três sondas um valor de 5,08 mm, semelhante, portanto, àquele fornecido pela norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18].

Execução do ensaio

Para maior facilidade de descrição do procedimento de ensaio será utilizada como referência a Figura 5.4 e a respectiva numeração dos elementos nela ilustrados.

Antes de se iniciar o ensaio deverá proceder-se à limpeza da superfície e à remoção de quaisquer saliências que possam prejudicar o perfeito apoio das placas de localização.

A sonda é preparada aparafusando na sua parte posterior roscada um pequeno cilindro (2) e este conjunto é introduzido no cano da pistola de ensaio, seguindo-se a introdução de um pequeno cilindro oco que suporta o cartucho de pólvora.

A pistola é então firmemente pressionada contra o orifício da placa de localização do ensaio, devidamente apoiado sobre a superfície, permitindo libertar o mecanismo de segurança e possibilitando assim a realização do disparo. Pode ser utilizada, quer a placa triangular (4) , quer a placa singular (5).

Após o disparo, o cilindro de guia é desenroscado da sonda, permitindo libertar a placa de localização. A superfície é limpa e são removidos quaisquer pedaços de betão

empolado junto à sonda, por forma a permitir o acesso à superfície original do betão.

Se foi utilizada a placa triangular de localização (4) para efectuar os disparos, as leituras podem também ser efectuadas com recurso ao conjunto de placas triangulares de medição (8), obtendo-se assim uma leitura média da distância exposta realizando-se uma única medição através de um orifício existente no centro da placa superior, conforme de ilustra na Figura 5.6. A leitura é considerada válida se a extremidade do ponteiro coincidir com um círculo desenhado na placa inferior. Contudo, Bungey e Millard [24] referem que esta aproximação, efectuada de forma mecânica, pode esconder inconsistências entre as leituras individuais das sondas. Recomendam, por isso, que a distância exposta seja medida individualmente para cada sonda.



Figura 5.6 – Execução da leitura média de três ensaios com base no sistema de pratos triangulares de medição da Pistola de Windsor

A leitura individual é efectuada colocando-se a placa rectangular (7) directamente sobre a sonda, de encontro ao betão. Seguidamente é enroscada uma porca de mola (10) na parte posterior da sonda para que o prato rectangular fique firmemente pressionado contra o betão. Segue-se a colocação de uma pequena cápsula de referência, que acrescenta à sonda uma dimensão equivalente àquela que possui a placa rectangular,

permitindo efectuar uma medição equivalente à distância entre a cabeça da sonda e a superfície original do betão. É então medida a distância exposta, entre o topo da cápsula de referência e a superfície da placa rectangular, utilizando-se o micrómetro (6), Figura 5.7.



Figura 5.7 – Leitura individual da distância exposta de uma sonda no ensaio com a Pistola de Windsor

Na análise experimental que se apresenta neste trabalho optou-se por repetir as leituras com uma craveira graduada em milímetros, já que esta apresenta maior precisão em comparação com o micrómetro fornecido com o aparelho, que possui uma escala em polegadas. Refira-se, também, que as distâncias expostas foram medidas individualmente.

De acordo com as normas americana ASTM C803-90 [10] e britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18], o resultado final do ensaio para uma localização traduz-se pela média das leituras expostas, arredondada ao múltiplo de 0,5 mm mais próximo.

5.4.2 – Máquina Alternativa de Ensaio

Não existem quaisquer referências quanto à localização dos ensaios ou quanto ao número mínimo de leituras necessárias para caracterizar uma localização, já que, igualmente, não existem normas aplicáveis à técnica de ensaio descrita para este

equipamento (o princípio do pistão).

Quanto à execução do disparo, podem ser seguidas as recomendações do fabricante, mas, também neste caso, não existem referências quanto à aceitação ou rejeição das leituras da distância exposta.

Não obstante a inexistência de normalização aplicável, foram estabelecidos alguns critérios de carácter provisório para servirem de base à análise experimental que se apresenta neste trabalho. A adequabilidade de tais critérios será posteriormente verificada com base nos resultados obtidos.

Localização dos ensaios

Previamente à aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio foram efectuados alguns disparos em dois betões de resistência normal, correspondentes aproximadamente ao limite superior e inferior da gama de resistências à compressão previstas. Concluiu-se nesse estudo, não só quanto à dimensão do prego mais adequado, mas também, que a destruição causada era menor que aquela provocada pela sonda da Pistola de Windsor (que possui um diâmetro muito superior). Verificou-se, em consequência, que as distâncias entre os pontos de ensaio poderiam ser reduzidas em relação ao ensaio Windsor. Assim, entendeu-se adequado adoptar uma distância mínima entre dois pontos de ensaio de 120 mm e um afastamento mínimo em relação a qualquer extremidade livre de 100 mm.

Os ensaios foram efectuados em betões simples (sem armaduras) e as lajes de ensaio apresentaram sempre espessura superior aos 150 mm, pelo que, as exigências quanto à espessura mínima e os afastamentos em relação às armaduras não constituem qualquer problema.

Número mínimo de leituras necessárias para caracterizar uma localização

Não foi estabelecido nenhum critério prévio quanto ao número mínimo de leituras. Optou-se antes por efectuar tantas medições quanto fisicamente fosse possível, por forma a reduzir ou compensar quaisquer influências introduzidas pelo aparelho, nomeadamente, a

possível variação da energia impulsionadora fornecida pela explosão dos fulminantes, já que não se dispunha de estudos balísticos a esse respeito.

O critério adoptado para validar as leituras da distância exposta obedeceu, antes de mais, aos requisitos de que a sonda (prego) se encontrasse perfeitamente fixa no betão e, tanto quanto possível, normal à superfície, de modo a permitir uma medição correcta. Foram ainda anuladas todas as leituras em que o prego sofreu alguma deformação (encurvadura), principalmente quando aplicada em betões de resistências elevadas (acima de 70 MPa).

Execução do ensaio

A superfície do betão deverá apresentar-se limpa e sem rugosidades, por forma a permitir o perfeito posicionamento da máquina de ensaio e evitar possíveis movimentos durante o disparo, o que teria provavelmente como resultado a inclinação do prego face à superfície.

O ensaio inicia-se pelo carregamento da Máquina Alternativa. O aparelho é então firmemente pressionado contra a superfície do betão no ponto escolhido para o ensaio. A pressão exercida sobre a máquina (cerca de 50 N) permite libertar o mecanismo de segurança e efectuar o disparo. É essencial que o aparelho seja mantido sempre numa posição normal à superfície de ensaio, caso contrário, o mais provável é que a leitura não possa ser considerada válida, devido à excessiva inclinação do prego.

Retirada a máquina de ensaio, avalia-se a inclinação do prego e a sua fixação ao betão e procede-se à cuidadosa remoção de quaisquer pedaços de betão empolado na zona circundante ao prego. A distância exposta é então medida pelo comprimento entre a face superior da cabeça do prego e a superfície original do betão, utilizando-se para tal uma craveira com uma precisão de $\pm 0,01\text{mm}$ (Figura 5.8). Se o prego estiver ligeiramente inclinado, efectuam-se várias medições em diferentes posições do mesmo prego e regista-se apenas o valor médio. Para se conseguir uma melhor referência em relação à superfície original do betão pode ser colocada uma folha de papel muito fina, apoiada fora da zona afectada pelo ensaio e devidamente estirada, conforme se ilustra na Figura 5.8.

O resultado final do ensaio em cada localização é representado pelo valor médio de todas as leituras válidas efectuadas.

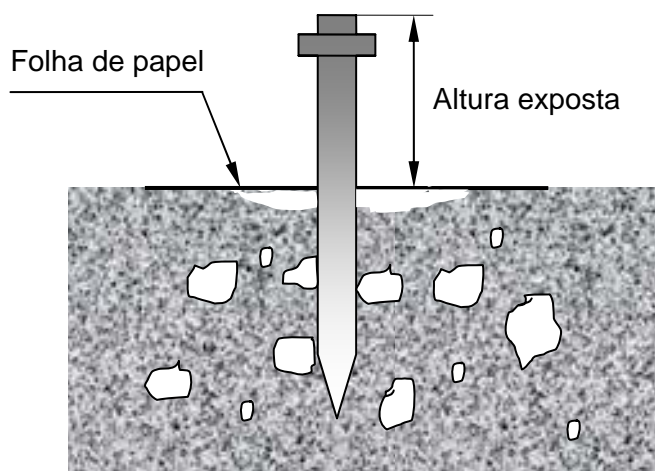


Figura 5.8 – Medição da altura exposta do prego quando se utilizou a Máquina Alternativa de Ensaio

5.5 – Factores que influenciam os resultados do ensaio

A menos da influência resultante do equipamento de ensaio, acredita-se que os factores que afectam os resultados dos ensaios realizados com a Pistola de Windsor, afectam, igualmente, os resultados obtidos com a Máquina Alternativa de Ensaio, já que ambos são, essencialmente, ensaios de resistência à penetração e avaliam camadas de betão situadas praticamente à mesma profundidade.

Como se compreende, a atenção será concentrada nestas duas técnicas de ensaio, por corresponderem aos dois mecanismos de projecção do prego utilizados na análise experimental que se apresenta neste trabalho.

Os factores que podem afectar de forma significativa as medições da resistência à penetração (quer para o ensaio Windsor quer, provavelmente, para a Máquina Alternativa) são em número inferior, comparativamente aos factores que afectam os ensaios de dureza superficial e de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons.

Consensualmente, a maior influência é geralmente atribuída ao tipo e dureza dos inertes grossos [24, 64], existindo também referências quanto a uma influência significativa

do tamanho do inerte [64]. Outros factores como a humidade, o tipo de cura, proporções da mistura, natureza das cofragens (metal, madeira, etc.) e a textura da superfície dos inertes (que influencia a interface inerte-pasta), parecem exercer influências relativamente menores, mas não desprezáveis.

Malhotra e Carette [64], citando outros autores, referem por exemplo que a carbonatação e a idade do betão são parâmetros que podem também influenciar de forma significativa a precisão das correlações, no pressuposto de que tais correlações tenham sido obtidas no mesmo betão em idades jovens, quando tal carbonatação não existia.

Pelo exposto, verifica-se ser essencial e prudente que as estimativas da resistência sejam feitas com base em curvas de correlação apropriadas a cada situação e para cada betão sob investigação. A utilização apenas da escala de dureza de Mohs para determinar correcções para o tipo de inerte é improvável que conduza a bons resultados, já que outros factores poderão também afectar a penetração da sonda ou do prego. Talvez, por isso, o uso das tabelas fornecidas pelo fabricante têm sido referidas como não sendo satisfatórias [18, 21, 24, 64]. Na sua essência, este tipo de correlações baseiam-se no princípio de que a resistência à penetração é afectada apenas pela dureza do inerte e são aplicadas em situações em que não se dispõe de curvas de correlação específicas para um determinado betão, mas onde estejam disponíveis correlações obtidas em betões similares envolvendo diferentes tipos de inerte. Neste caso uma medida da dureza do inerte grosso com base no número de Mohs é usada para identificar a calibração mais adequada para o tipo de inerte utilizado no betão em causa.

Determinação da dureza do inerte com base na escala de Mohs'

A escala de Mohs é um sistema universalmente aceite para identificar os minerais em termos de dureza. Todos os minerais na Terra estão classificados em grupos, numerados de 1 a 10; o número 10 é o diamante e o número 1 o talco.

O procedimento inicia-se riscando o inerte a identificar com a pedra número 9 da escala de Mohs'. Se o risco, depois de limpo, não desaparecer do betão, utiliza-se a pedra

8, 7, 6, etc.. Nesta ordem, o primeiro mineral que já não riscar o inerte fornece o valor da escala de Mohs'.

5.6 – Obtenção de correlações com a resistência

A resistência à penetração de uma sonda disparada segundo a técnica de Windsor e quantificada pela distância exposta, pode ser relacionada empiricamente com a resistência à compressão do betão. Do mesmo modo, poderão também ser obtidas correlações para a Máquina Alternativa de Ensaio.

Tal como para outros métodos de ensaio é possível obter-se correlações laboratoriais e correlações “in situ”.

5.6.1 – Correlações laboratoriais

Para obtenção de correlações laboratoriais entre a resistência à penetração (usando a técnica de Windsor) e a tensão de rotura à compressão de um betão devem aplicar-se os procedimentos gerais descritos na Secção 2.4.3. A técnica utilizada na Máquina Alternativa de Ensaio não se encontra abrangida pelo referido procedimento, descrito à luz das normas britânicas. Contudo, sendo este, também, um ensaio próximo da superfície, considera-se adequado, a menos do número mínimo de leituras por localização, o qual carece ainda de um estudo aprofundado, a adopção deste mesmo procedimento.

Em complementaridade a tal procedimento são a seguir fornecidas informações específicas para os métodos em questão, relativamente à forma dos provetes e à forma das correlações.

Forma dos provetes

A forma e dimensão dos provetes deverão ser tais, que permitam a execução das leituras mínimas previstas e ao mesmo tempo cumpram os requisitos mínimos em termos de espessura, distância entre pontos e distância a uma extremidade ou a uma armadura, já amplamente discutidos no Sub-Capítulo 5.4.

Em geral é corrente produzir-se um pequeno provete prismático (laje), suficiente para alojar todos os ensaios de penetração e ainda três provetes cúbicos padrão para avaliar a resistência à compressão. Todos os provetes deverão ser produzidos e curados de forma idêntica.

Forma das correlações

Em investigações efectuadas com base na Pistola de Windsor, Bungey [21] obteve correlações do tipo linear entre a distância exposta da sonda e a resistência à compressão em betões com idades até aos 170 dias e produzidos com inertes rolados (godo), com máxima dimensão de 20 mm e escala de dureza de Mohs número 7.

5.6.2 – Correlações “in situ”

Para os ensaios baseados na técnica de Windsor, aplicam-se os procedimentos descritos na Secção 2.4.3. Logicamente, também poderão obter-se correlações “in situ”, utilizando-se a “técnica do pistão” (Máquina Alternativa), desde que sejam respeitadas todas as condicionantes referidas na Secção 5.4.2 para os procedimentos de ensaio.

5.7 – Interpretação dos resultados

Os dados que se apresentam nos itens seguintes, nomeadamente, quanto à variabilidade do próprio ensaio e aos limites de confiança das correlações, dizem respeito apenas à técnica da Pistola de Windsor. Quanto ao ensaio realizado com a Máquina Alternativa de Ensaio, a discussão deste assunto será oportunamente apresentada aquando da análise dos resultados do trabalho experimental (Capítulo 10).

5.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio

Em geral, a variabilidade dos ensaios de resistência à penetração da sonda (Windsor) pode ser atribuída parcialmente ao operador e aos erros do equipamento e parcialmente à natureza heterogénea do betão [64]. Os erros do operador têm sido referidos

como sendo geralmente pequenos [24, 64], contudo a verticalidade da sonda em relação à superfície é obviamente importante [24]. As variações introduzidas pelo equipamento de ensaio poderão ser superiores àquelas devidas à técnica do operador. Contudo, o maior contribuinte para as variações nos resultados do ensaio será, provavelmente, a natureza heterogénea do betão, em particular a distribuição fortuita dos inertes de maiores dimensões [64].

A respeito da variabilidade dos ensaios baseada na técnica de Windsor, a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] refere que o coeficiente de variação de um conjunto de leituras individuais numa localização sob condições “in situ” não excederá provavelmente os 5%. Bungey e Millard [24] referem esse mesmo valor como sendo um valor médio típico do coeficiente de variação para uma série de grupos de três leituras em betões similares.

Malhotra [64] apresenta uma compilação de resultados, obtidos por diferentes investigadores aplicando a técnica da Pistola de Windsor, a qual se ilustra no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Resultados obtidos por diferentes autores utilizando a Pistola de Windsor [64]

Investigação relatada por	Tipo de Inerte usado	Máxima dimensão do inerte (mm)	Tipo de provetes usado. Dimensões em (mm)	Número total de sondas	Número de sondas por ensaio	Idade de aplicação do ensaio (dias)	Valor médio do desvio padrão (mm)	Valor médio do coef. de variação (%)
Arni	Godo (gravel), basalto (trap rock), calcário.	50	410x510x200	136	9	3, 7, 14, 28	3,62	7,1
		25	410x510x200	198	9	3, 7, 14, 28	2,66	5,4
Malhotra	Calcário.	19	152x305 (cilindros)	20	2	7, 28	3,14	7,7
	Godo (gravel).	19	610x610x200	48	3	7, 28	1,37	3,4
		19	150x150x1690	28	2	35	1,57	3,4
		19	610x610x200	48	3	7, 28	2,21	5,5
Gaynor	Quartzo.	25	150x580x1210	384	16	3, 91	4,05	---
Carette, Malhotra	Calcário.	19	300x1220x1220	72	6	1, 2, 3	2,52	8,3
Keiller	Calcário, goda (gravel).	19	250x300x1500	45	3	7, 28	1,91	3,5

No mesmo quadro (Quadro 5.1), é possível observar-se que o desvio padrão da distância exposta se situou entre 1,37 mm e 4,05 mm, enquanto o coeficiente de variação da mesma grandeza variou de 3,4% até 8,3%, situando-se em média nos 5,5%.

5.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência

Para a técnica utilizada na Pistola de Windsor, a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] refere que uma correlação bem preparada permitirá estimar a resistência à compressão a partir da profundidade de penetração dentro do intervalo de $\pm 20\%$, com um nível de confiança de 95%, considerando a média de três leituras válidas.

Bungey e Millard [24] referem a mesma ordem de valores.

5.8 – Conclusões

Os ensaios de medição da resistência à penetração têm sido aplicados ao longo de muitos anos predominantemente tendo por base a técnica da “Pistola de Windsor” e o seu uso tem sido mais generalizado na América do Norte do que em qualquer outro lado.

A técnica usada na “Pistola de Windsor” causa alguns danos na superfície do betão e, em algumas circunstâncias, poderá ser necessária a sua reparação. Por outro lado, a aplicação do ensaio é fortemente condicionada pela necessidade de garantir valores elevados para as distâncias mínimas entre os pontos de ensaio, entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre do betão ou uma armadura, ou mesmo, pela necessidade de garantir uma espessura mínima dos elementos. Por esse motivo a sua aplicação tem sido limitada a elementos com grande superfície, como é o caso das lajes, paredes resistentes, grandes pavimentos de betão ou elementos de grande secção.

Os ensaios de penetração podem ser utilizados nas situações acima referidas para análise comparativa de betões idênticos, apresentando como vantagem em relação aos ensaios esclerométrico e ultrasónico a sua maior precisão na estimativa da resistência. Contudo, o facto do ensaio produzir alguns danos na superfície e, sobretudo, os elevados custos das munições e sondas do ensaio (pelo menos na Europa), são razões que têm dificultado a aplicação extensiva deste método. Por esse motivo, é muito difícil que o ensaio de penetração se substitua aos ensaios esclerométrico e ultrasónico na análise comparativa de betões.

As correlações entre a resistência à penetração (medida pela Pistola de Windsor) e a resistência à compressão do betão são reconhecidamente mais estáveis do que aquelas obtidas pelos ensaios esclerométrico ou ultrasónico, uma vez que os factores que afectam os resultados do ensaio e, conseqüentemente, as correlações, são em menor número e também, porque a propriedade principal directamente medida pelo ensaio está relacionada com a resistência. Este facto certamente justificou a aplicação do ensaio de resistência à penetração no passado quando se pretendia estimar o valor da tensão de rotura à compressão com maior precisão. Contudo, existe a percepção de que o surgimento de novos métodos de ensaio mais eficazes e menos dispendiosos, como é o caso dos ensaios de arranque, relegaram os ensaios de penetração para segundo plano.

A tudo isto acresce-se ainda o facto do ensaio tradicional “Windsor Probe Test System” se limitar a betões com resistências inferiores a 40 MPa (em cilindros). Refira-se, no entanto, que estudos exploratórios recentes têm revelado que o método de medição da resistência à penetração pode ser alargado a betões da gama de alta resistência, pelo menos até aos 85 MPa (em cubos de 150 mm de aresta), utilizando-se uma nova técnica de ensaio suportada por um novo equipamento a que se denominou “Máquina Alternativa de Ensaio”. Esta técnica revelou-se também adequada para betões da gama de resistências normal, com vantagens de produzir menores danos que o tradicional “Windsor Probe Test System”.

Importa ainda referir que os custos de aplicação deste novo equipamento são substancialmente inferiores comparativamente àqueles normalmente praticados para o tradicional “Windsor Probe Test System” (pelo menos na Europa) e este facto talvez possa contribuir para uma aplicação mais extensiva do método nas situações acima referidas.

ENSAIOS DE ARRANQUE

CAPÍTULO 6 - ENSAIOS DE ARRANQUE

6.1 - Introdução

Os ensaios de arranque “Pullout tests” incluem-se no grupo de ensaios que a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] denomina de “Ensaio Próximos da Superfície”. São por vezes referidos como sendo “Parcialmente Destrutivos” mas podem ser classificados de “Não Destrutivos” de acordo com a norma britânica BS 1881: Part 201: 1986 [16]. Para além da norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] já referida, estes ensaios encontram-se também abrangidos pela norma americana ASTM C900 – 87 [12], entre outras.

Na sua essência, este método baseia-se no princípio de que a resistência de um betão pode ser relacionada com a força necessária para arrancar um disco metálico com determinadas dimensões, inserido no betão a determinada profundidade.

O arranque do disco arrasta um fragmento de betão sensivelmente com forma tronco-cónica que se encontra entre o disco e a superfície do betão. A força de arranque e a geometria do fragmento de betão extraído dependem do diâmetro do disco da sonda (d), da profundidade a que este se encontra (h) e do diâmetro interior do anel de apoio (D) [25] (Figura 6.1). Existem também indicações de que as dimensões do equipamento de ensaio acima referidas, determinam a predominância de um ou outro tipo de tensão (compressão, tração ou corte) gerada na extracção do fragmento tronco-cónico de betão, com influência no tipo de correlações obtidas [49].

Os ensaios de arranque têm atraído especial atenção devido às excelentes correlações obtidas entre a força de arranque e a resistência à compressão e pelo facto de ser possível estabelecer tais correlações com razoável precisão para uma vasta gama de amassaduras.

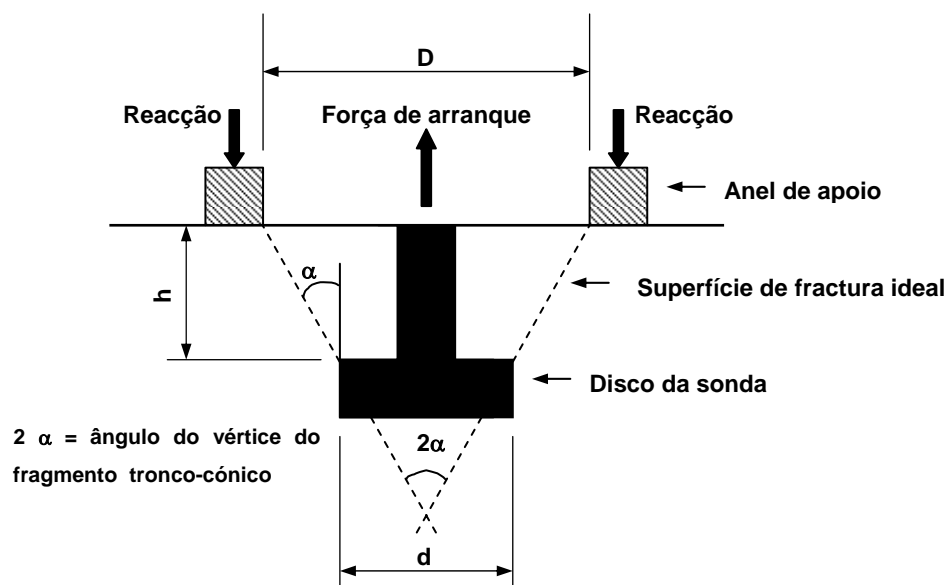


Figura 6.1- Esquema do ensaio de arranque

A primeira descrição conhecida do ensaio de arranque foi relatada nos finais dos anos 30 na URSS e deve-se a Skramtajew [82] a que se seguiram, na década de 40, os trabalhos de Tremper nos EUA [89]. Contudo, os ensaios de arranque só foram reconhecidos como técnica de aplicação “in situ” após os trabalhos de Kierkegaard-Hansen na Dinamarca e de Richards nos EUA.

Em 1962, Kierkegaard-Hansen [49] iniciou um programa de investigação para determinar a geometria mais adequada para o ensaio de arranque, de forma a permitir a sua aplicação “in situ” e de forma a aprimorar a relação entre a carga última de arranque e a resistência à compressão. Os resultados deste trabalho conduziram ao sistema de ensaio conhecido por “Lok-test”. Este nome parece ter tido origem na palavra de expressão dinamarquesa “lokning” que significa punçoamento, já que, inicialmente, o anel de apoio era de grande diâmetro e a rotura dava-se no interior desse anel, traduzindo tipicamente uma forma de punçoamento.

De modo a assegurar alguma representatividade da camada de betão ensaiada, incluir alguns inertes grossos no tronco-cônico de rotura, reduzir a zona danificada e não

aumentar demasiado a carga de rotura, Kierkegaard-Hansen arbitrou para a profundidade de colocação do disco o valor de 25 mm.

Utilizando inicialmente um anel de apoio de grande diâmetro, com 130 mm (superior àquele definido pelo cone de rotura) e fazendo variar o diâmetro do disco de 20 mm a 40 mm, Kierkegaard-Hansen constatou que a força de arranque aumentava cerca de 1% para cada 1 mm de aumento do diâmetro do disco. Decidiu então fixar arbitrariamente o diâmetro do disco em 25 mm.

Por outro lado, Kierkegaard-Hansen verificou que utilizando um anel de apoio de grande diâmetro que não interferisse com a zona de rotura, a relação entre a força de arranque e a resistência à compressão era não linear e que essa força estaria provavelmente relacionada com a resistência à tracção do betão.

Ao examinar o efeito da redução do diâmetro do anel de apoio de 130 mm a 50 mm, Kierkegaard-Hansen verificou que a força de arranque aumentava gradualmente à medida que o diâmetro diminuía de 130 mm até cerca de 80 mm, aumentando rapidamente a partir daí, com alteração significativa do campo de tensões, à medida que o valor da tensão de arranque se aproximava da tensão de rotura à compressão. Verificou também que a superfície lateral de fractura do tronco-cónico extraído diminuía com a redução do diâmetro do anel de apoio. Para não aumentar demasiado a força de arranque fixou em 55 mm o diâmetro interior do anel de apoio.

São estas as dimensões usadas no equipamento actualmente comercializado pela Dinamarca e que, progressivamente, tem vindo a ser utilizado na América do Norte [46].

No início da década de 70 Owen Richards [81] idealizou um ensaio de arranque similar ao de Kierkegaard-Hansen mas que produzia um tronco-cónico com uma área superficial cerca de 5 vezes maior, sendo pouco adequada para aplicação "in situ". Em 1977, Richards [81] apresenta uma nova configuração para a máquina de ensaios com um diâmetro do disco de 30 mm e profundidade de 30 mm. O anel de apoio apresentava um diâmetro de 70 mm e o ângulo do vértice do tronco-cónico era de 67°. Ainda assim, a superfície de ensaio era cerca de 50% superior àquela proposta por Kierkegaard-Hansen.

Na Figura 6.2 são comparadas as geometrias do equipamento de ensaio propostas por Kierkegaard-Hansen e por Owen Richards.

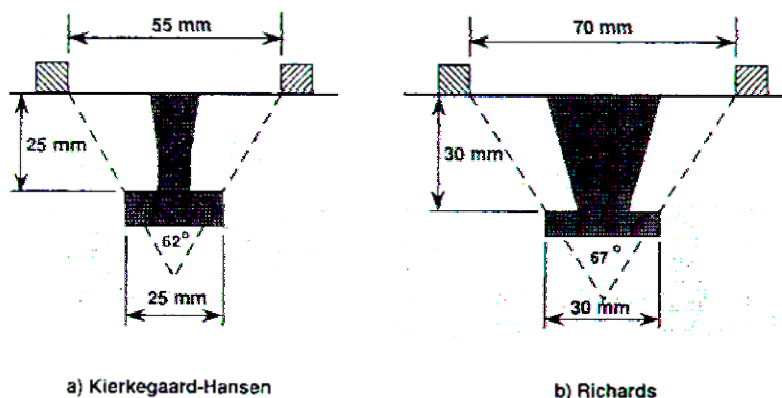


Figura 6.2 – Geometrias do ensaio de arranque [25]

Durante a década de 70 os ensaios de arranque eram realizados parcialmente usando a geometria proposta por Richards e parcialmente pela geometria definida por Kierkegaard-Hansen [75]. Ambos os sistemas exigiam a planificação do ensaio antes da betonagem já que as sondas eram colocadas no betão fresco.

Em 1980 Germann Petersen [75] desenvolveu um sistema de ensaio capaz de colocar uma sonda no betão endurecido. Este sistema de ensaio ficou conhecido pelo nome de “Capo test” (**C**ut **A**nd **P**ull**O**ut) e, ao contrário do sistema “Lok-test”, também disponibilizado por Petersen, não exige a planificação prévia do ensaio.

Os dois últimos sistemas de ensaio de arranque “Pullout tests” referidos, nomeadamente, os sistemas “Lok-test” e “Capo-test” possuem a mesma geometria de ensaio. Ambos apresentam um ângulo do vértice do tronco-cônico de 62° e medem a força pela qual um disco com 25 mm de diâmetro colocado a 25 mm de profundidade é arrancado do betão por intermédio de uma máquina hidráulica de dimensões reduzidas, reagindo sobre um anel de apoio com 55 mm de diâmetro interior colocado sobre a superfície do betão. Os dois sistemas submetem o betão ao mesmo tipo de carregamento e os seus desempenhos em avaliações laboratoriais têm sido referidos como sendo similares [52, 74].

O sistema “Lok-test” exige a planificação do ensaio antes da betonagem. A sonda (disco com 25 mm de diâmetro fixo à extremidade de uma haste, também com 25 mm de comprimento) é embebida no betão durante a betonagem, firmemente apertada à cofragem e com a haste perpendicular à superfície de ensaio, numa zona não afectada pelas armaduras. Na altura do ensaio a haste da sonda é retirada e substituída por um parafuso de tracção de maior comprimento que é de seguida traccionado pela máquina hidráulica assente sobre o anel de apoio. O disco pode ser arrancado totalmente, mas usualmente é apenas traccionado até à rotura do betão, sendo descarregado imediatamente, não resultando daí qualquer dano visível na superfície. Se a haste for reintroduzida no furo apertando-a ao disco após a leitura, não restarão praticamente evidências do ensaio. A hidratação iniciar-se-á novamente nas microfendas geradas e com o tempo garantirá a fixação do cone ao betão [52].

Desde que as proporções geométricas básicas sejam mantidas através das peças de extensão fornecidas pelo fabricante [44], a sonda do “Lok-test” pode ser colocada a qualquer profundidade na estrutura para monitorar o desenvolvimento da resistência em qualquer ponto abaixo da superfície.

O sistema “Capo-test” exige um maior número de equipamentos e é de execução mais lenta quando comparado com o “Lok-test”. Contudo, apresenta como vantagem o facto de não ser necessária a sua planificação antes da betonagem.

A execução do ensaio “Capo-test” envolve a abertura de um furo com 18 mm de diâmetro, por carotagem efectuada numa face disponível do betão. É utilizada uma ferramenta especial para abrir uma cavidade com 25 mm de diâmetro, a uma profundidade de 25 mm. É colocada uma bucha expansiva no interior do furo usando um acessório especial que funciona simultaneamente como parafuso de tracção. Esse acessório é extraído do betão usando a mesma máquina hidráulica do ensaio “Lok-test”, apoiada igualmente sobre um anel com 55 mm de diâmetro interior.

Com o sistema “Capo-test” não é possível evitar a extracção integral do fragmento tronco-cónico de betão já que o acessório utilizado para colocar e traccionar a bucha

expansiva faz parte do equipamento do ensaio e terá que ser reaproveitado. Utilizando esta técnica só será possível ensaiar uma camada de 25 mm de betão medida a partir da superfície, a menos que essa superfície seja previamente desgastada, por exemplo, até 25 mm a 30 mm de profundidade [52].

Mecanismo de rotura

Nas últimas décadas têm sido realizados vários estudos independentes analíticos e experimentais para se tentar perceber o mecanismo fundamental de rotura que ocorre durante o ensaio de arranque e, de certo modo, justificar as excelentes correlações entre a grandeza medida por este ensaio e a resistência à compressão do betão.

Carino [25] resume o estado actual do conhecimento referindo que em geral tem havido consenso quanto ao facto do ensaio de arranque submeter o betão a um estado de tensão triaxial altamente não uniforme. Acrescenta que tem sido também demonstrado que existem pelo menos dois sistemas de fendilhação circunferencial envolvidos: um sistema primário estável que se inicia no perímetro do disco da sonda a cerca de 1/3 da carga última e se propaga pelo betão com um ângulo de vértice relativamente maior que aquele que define o fragmento tronco-cónico, estabilizando antes de atingir a carga última, e um sistema secundário de fendas que define a forma do fragmento tronco-cónico extraído e que se estende do disco da sonda até ao anel de apoio, completando-se a cerca de 70% da carga última.

Segundo a revisão efectuada por Carino [25], não existe consenso quanto ao mecanismo de rotura na carga última. Alguns autores acreditam que a carga última é resistida por um braço de compressão entre o anel de apoio e o disco da sonda, enquanto outros atribuem a carga adicional de rotura à interface de bloqueio do inerte ao longo do sistema secundário de fendilhação.

Apesar da falta de uma teoria aceitável quanto ao mecanismo de rotura último, existe consenso quanto ao facto da carga última de arranque ser influenciada pelas mesmas propriedades que influenciam a resistência à compressão do betão [25].

Vejamos em síntese alguns dos trabalhos mais significativos a este respeito.

Em 1981, Ottosen [73] usou pela primeira vez o método dos elementos finitos por análise não linear para estudar o estado de tensão e determinar o mecanismo de rotura do ensaio de arranque. Para este estudo foi usada a geometria de ensaio desenvolvida por Kierkegaard-Hansen e a análise considerou o betão como um material homogéneo.

Ottosen concluiu neste estudo que a cerca de 65% da carga última se havia formado uma série de fendas circunferenciais que se desenvolviam desde o perímetro do disco da sonda até à base do anel de apoio e que, apesar disso, o betão resistia ainda a uma carga adicional. O mecanismo de rotura na carga última foi atribuído por Ottosen ao esmagamento ou rotura por compressão do betão numa banda estreita estendendo-se desde o disco da sonda até ao anel de apoio. O autor concluiu ser esta a razão para as boas correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão. Verificou ainda que nesta banda o estado de tensão era predominantemente de compressão biaxial, ocasionalmente suportado por pequenas tensões de tracção, e concluiu que a resistência à tracção do betão exerce uma influência secundária na carga última de arranque.

Em 1983 Stone e Carino [84] apresentaram um estudo experimental efectuado em ensaios de arranque de larga escala (12:1) utilizando geometrias de ensaio diferentes dos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”. Foram ensaiados dois provetes de betão instrumentados com extensómetros e as geometrias de ensaio utilizadas apresentavam ângulos de vértice do tronco cónico de 54° e 70°. Desse estudo os autores concluíram que a sequência de rotura compreendia três fases:

Fase 1 – Iniciação das fendas circunferenciais na extremidade do disco da sonda a cerca de 1/3 da carga última;

Fase 2 – Completam-se as fendas circunferenciais, desde o disco da sonda até ao anel de apoio, a cerca de 2/3 da carga última;

Fase 3 – Rotura por corte da matriz (argamassa) e início da degradação da interface de bloqueio inerte/pasta na zona da superfície de rotura a cerca de 80% da carga última.

Neste estudo, Stone e Carino atribuíram o mecanismo de carga último à interface de bloqueio do inerte ao longo do sistema secundário de fendas e concluíram que a carga última de arranque é atingida quando o inerte, transpondo a superfície de fractura, é extraído da argamassa. Na Figura 6.3 é ilustrado um modelo simples que traduz o mecanismo de bloqueio do inerte.

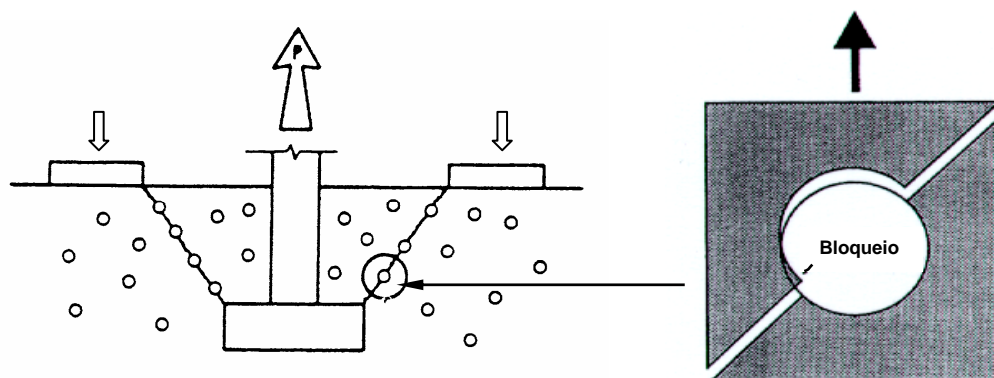


Figura 6.3 – Mecanismo da interface de bloqueio do inerte

Stone e Carino argumentam que, para uma matriz homogênea (sem inerte), a carga última seria alcançada quando as fendas circunferenciais se propagassem do disco da sonda até ao anel de apoio. Esta hipótese foi confirmada por ensaios realizados em betões e argamassas [25].

Krenchel e Petersen [52] discordam do mecanismo de rotura última proposto por Stone e Carino e concordam com a análise efectuada por Ottosen [73]. Referem também que uma superfície de rotura típica apresenta várias camadas “escamadas” distribuídas circunferencialmente na zona entre o disco da sonda e o anel de apoio, tal como observado por Ottosen [73] e contrariamente à superfície de fendilhação única proposta por Stone e Carino [84]. Acrescentam que este fenómeno é mais pronunciado quando se utiliza o sistema “Capo-test” do que quando se utiliza o “Lok-test”, apesar de ser também observado neste último.

Em 1984 Stone e Carino [83] apresentam uma análise por elementos finitos linear elástica para o ensaio de arranque com ângulos do vértice do tronco-cónico de 54° e 70° ,

por forma a estabelecer uma comparação com a análise experimental [84]. Os autores verificaram a existência de tensões de compressão elevadas na banda região entre o anel de apoio e o disco da sonda. Concluíram também pela existência de tensões muito elevadas de tracção e de compressão no perímetro do disco da sonda. As tensões de tracção diminuem com a distância desde o disco da sonda e tornam-se de compressão perto do anel de apoio, enquanto as tensões de compressão são elevadas perto do disco da sonda e perto do anel de apoio e são aproximadamente uniformes na região intermédia do tronco-cónico ideal. Constataram ainda que os ensaios de arranque submetem o betão a um estado de tensão complexo e tridimensional. A Figura 6.4 ilustra as trajectórias principais das tensões para as duas configurações de ensaio analisadas. A concordância entre as trajectórias das tensões e a forma da superfície de rotura constatada na análise experimental [84] levou Stone e Carino a concluir que a resistência à tracção terá maior influência no mecanismo de rotura último do que aquela proposta por Ottosen [73].

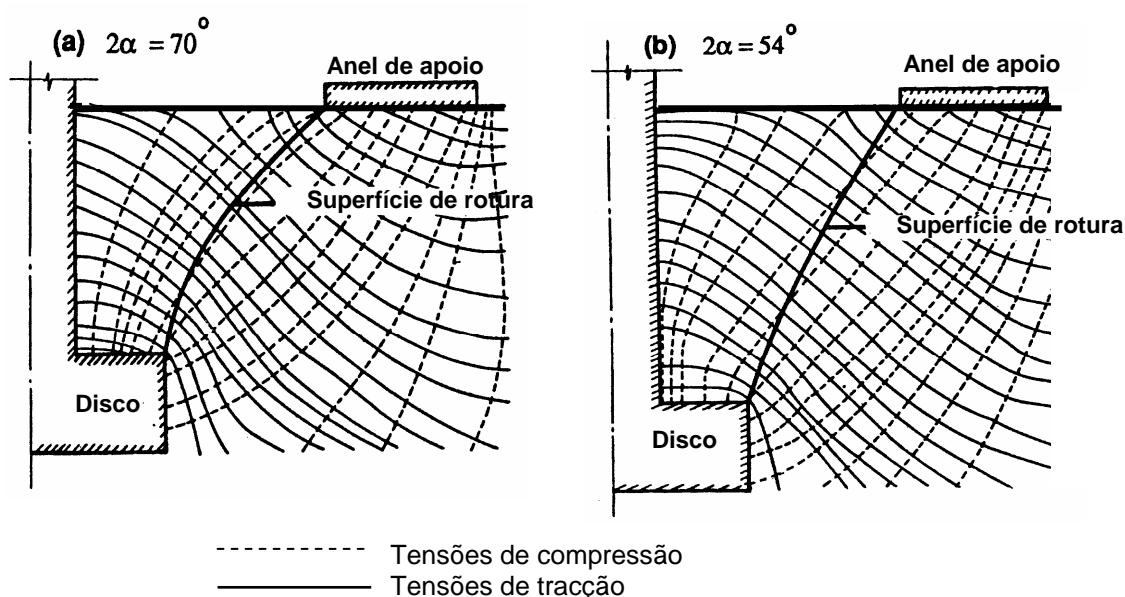


Figura 6.4 – Trajectórias das tensões de compressão e tracção num ensaio de arranque

Mais tarde, em 1987, Stone, Carino e outros [47] efectuaram uma análise por elementos finitos usando os princípios da mecânica da fractura não linear, aplicada a um ensaio de arranque em betão com a seguinte geometria: diâmetro do anel de apoio de 61

mm; diâmetro e profundidade do disco da sonda de 25,4 mm e ângulo do vértice do tronco-cónico de 70°. Neste estudo foram observados dois tipos de fendas, conforme se ilustra na Figura 6.5:

- Uma primeira fenda circunferencial (fenda primária) que tem início no perímetro do disco da sonda e se propaga pelo betão com um ângulo de vértice de aproximadamente 120°. Esta fenda inicia-se a uma carga baixa de arranque e é interrompida à medida que penetra numa região de baixas tensões de tracção por baixo do anel de apoio;

- Uma segunda fenda (fenda secundária) que define a forma do fragmento tronco-cónico. Esta fenda inicia-se num ponto entre o disco da sonda e o anel de apoio e propaga-se em duas direcções: em direcção ao disco da sonda e em direcção ao anel de apoio.

Foi postulado que a superfície de rotura seria formada completamente pela fendilhação da ligação final entre o perímetro do disco da sonda e o percurso da fenda secundária, predominantemente por tensões de corte.

Em consequência da formação da fenda primária resultam altas tensões de tracção na região entre o disco da sonda e o anel de apoio que dão origem ao aparecimento da fenda secundária.

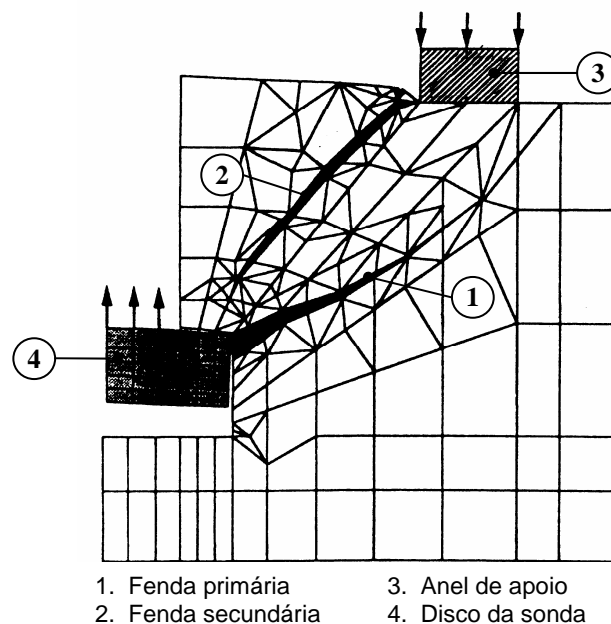


Figura 6.5 – Modelo de elementos finitos (deformado) para o ensaio de arranque

Em 1985 Krenchel e Shah [53] efectuaram uma análise experimental da microfissuração em ensaios de arranque “Lok-test”. As conclusões deste estudo são posteriormente referidas por Krenchel e Bickley [51] em 1987, após análise de várias investigações analíticas e experimentais. Da análise efectuada, Krenchel e Bickley concluem que o mecanismo de rotura no ensaio de arranque “Lok-test” envolve as seguintes fases:

Fase 1 – As fendas de tracção têm origem no perímetro do disco da sonda a cerca de 30% a 40% da carga última e propagam-se no betão numa distância tipicamente entre 15 mm a 20 mm formando um ângulo de vértice entre 100° e 135° (Figura 6.6 a);

Fase 2 – Forma-se um grande número de microfendas estáveis numa banda situada entre o disco da sonda e a base do anel de apoio segundo um ângulo de vértice de cerca de 84° (Figura 6.6 b). Esta segunda etapa de fendilhação ocorre à medida que a carga aumenta até mesmo antes da carga última;

Fase 3 – Após a carga última desenvolvem-se fendas circunferenciais de tracção e corte, desde o perímetro superior do disco até ao perímetro interior do anel de apoio, que dão forma final ao fragmento tronco-cónico extraído (Figura 6.6 c). O tronco-cónico final apresenta um vértice de aproximadamente 62° .

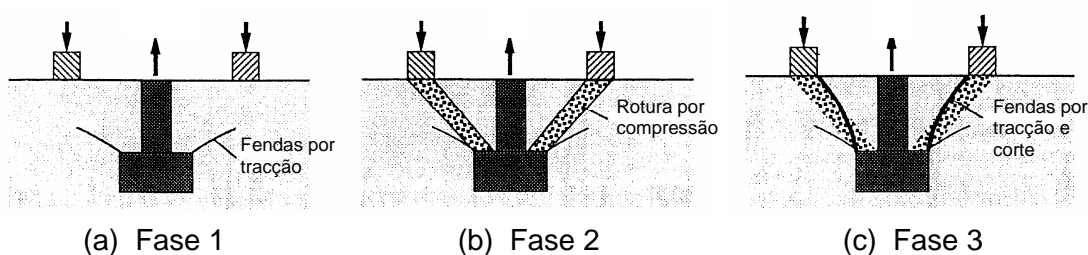


Figura 6.6 – Etapas do mecanismo de rotura do ensaio de arranque

6.2 – Aplicações

Os ensaios de arranque fornecem uma estimativa directa da resistência do betão “in situ”. Os excelentes resultados proporcionados por esta técnica de ensaio e o facto de ser muito económica, fácil de executar e de permitir a disponibilidade imediata de

resultados, têm contribuído amplamente para a sua divulgação e são já inúmeras as obras de grande significado em que têm sido aplicadas [52, 75].

As suas principais aplicações em obra têm sido [25, 52, 75]:

- Para estimar a resistência do betão “in situ” em idades jovens, de modo a determinar a altura adequada para aplicação de cargas de forma segura. Refiram-se, por exemplo, as operações críticas, como sejam, a remoção de cofragens ou de elementos de sustentação temporários e a aplicação do pré-esforço. A partir do conhecimento da resistência “in situ” será também possível estabelecer a altura adequada para terminar as operações de cura e de protecção contra a acção do gelo;

- Para verificar a qualidade do produto final, por comparação da resistência à compressão do betão “in situ” (estimada a partir dos ensaios de arranque) e sua variabilidade, com os mesmos parâmetros obtidos em ensaios de compressão de provetes padrão, moldados a partir do mesmo betão, preparados nas centrais de betão pronto e ensaiados em condições laboratoriais ideais. Esta comparação permite avaliar a influência resultante dos efeitos conjuntos do transporte, colocação, compactação, hidratação, temperatura ambiente e condições de cura na estrutura;

- Para o controle de qualidade de camadas de recobrimento críticas para a durabilidade do betão;

- Para avaliar elementos estruturais duvidosos antes das reparações ou dos ensaios de carga.

6.3 – Equipamentos de ensaio

Os equipamentos de ensaio a seguir descritos dizem respeito aos sistemas “Lok-test” e “Capo-test” comercializados pela “Germann Instruments A/S” [44] e amplamente divulgados na Europa, apesar de existirem aparelhos similares de outros fabricantes, por exemplo, na América do Norte. A referência particular aos sistemas “Lok-test” e “Capo-test” justifica-se pelo facto de terem sido estes os equipamentos utilizados na análise experimental que se apresenta neste trabalho, concretamente o sistema “Capo-test”.

Os ensaios de arranque “Lok-test” e “Capo-test” encontram-se abrangidos, entre outras, pela norma BS 1881: Part 207: 1992 [18] e pela norma ASTM C-900-87 [12].

Equipamento de ensaio “Lok-test”

Todo o equipamento necessário para a realização de um ensaio “Lok-test” é geralmente fornecido numa mala de transporte portátil e compreende:

1) A máquina hidráulica de tracção, que se ilustra esquematicamente na Figura 6.7. Este aparelho fornece uma leitura directa da força de arranque em kN, sendo este valor posteriormente convertido em força de arranque real (também em kN), através de tabelas de calibração preparadas e fornecidas pelo fabricante (esta calibração deverá ser efectuada periodicamente). A diferença entre o valor medido e o valor real é em geral muito pequena.

Podem ser adquiridas máquinas deste tipo com diferentes capacidades de carga. Por exemplo, de 60 kN, para aplicação em betões da gama de resistência normal e de 150 kN, para aplicação numa gama mais vasta de betões, incluindo, betões de resistências muito elevadas, mesmo acima de 120 MPa (em cilindros padrão). Para a gama de resistências normal o aparelho de 60 kN apresenta maior sensibilidade na leitura (em consequência da própria divisão da escala do mostrador) e deverá ser sempre preferido. Note-se que a norma BS 1881: Part 207 [18] estabelece que o aparelho de carga deve permitir a medição da força com uma precisão de 2% em relação à carga máxima esperada.

2) As sondas metálicas, constituídas pelo disco com 25 mm de diâmetro e pela haste (enroscada no disco) com 25 mm de comprimento (Figura 6.8). A zona posterior da haste apresenta um furo interior roscado para permitir a sua fixação às paredes do molde através de um parafuso. Para aplicação em betões de alta resistência o fabricante recomenda a utilização de sondas com hastes de maior diâmetro para suportar as elevadas forças de tracção (Figura 6.8b), o que não altera a geometria do ensaio. A este respeito refira-se, por exemplo, que as normas BS 1881: Part 207: 1992 [18] e ASTM C900-87 [12] estabelecem que o diâmetro máximo da haste não deverá ser superior a 60% do diâmetro do disco da sonda. As mesmas normas estabelecem ainda que a altura da haste (distância

h da Figura 6.1) deverá ser igual ao diâmetro do disco da sonda.

3) Acessórios de arranque que compreendem (Figura 6.9): o anel de apoio com 55 mm de diâmetro interior (1), o disco de posicionamento (2), um tubo de extensão (3), a peça de união (4) e o parafuso de tracção em aço de alta resistência (5). As normas BS 1881: Part 207 [18] e ASTM C900 [12] coincidem quanto às dimensões do anel de apoio. O diâmetro interior deverá representar entre 2,0 a 2,4 vezes o diâmetro do disco da sonda e o diâmetro exterior deverá representar, pelo menos, 1,25 vezes o diâmetro interior;

4) Conjunto de ferramentas necessárias para desenroscar a haste da sonda, apertar o parafuso de tracção, efectuar a manutenção do aparelho, etc.;

5) Mala de transporte. Todo o equipamento base, respectivos acessórios e ferramentas são fornecidos numa pequena mala metálica de transporte portátil.

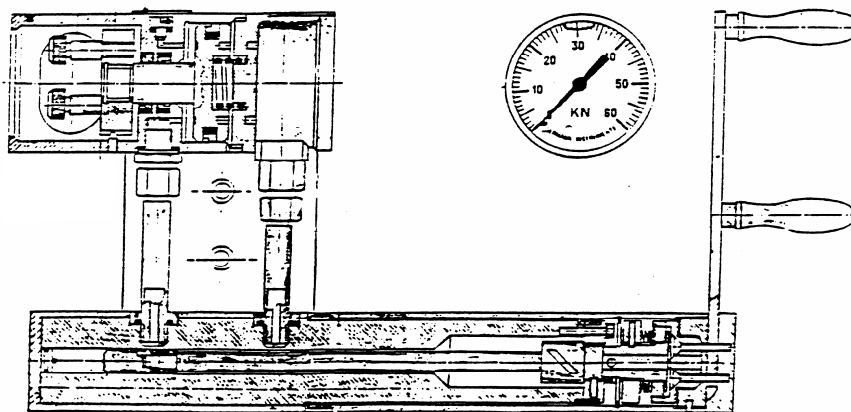


Figura 6.7 – Secção longitudinal da máquina hidráulica de tracção

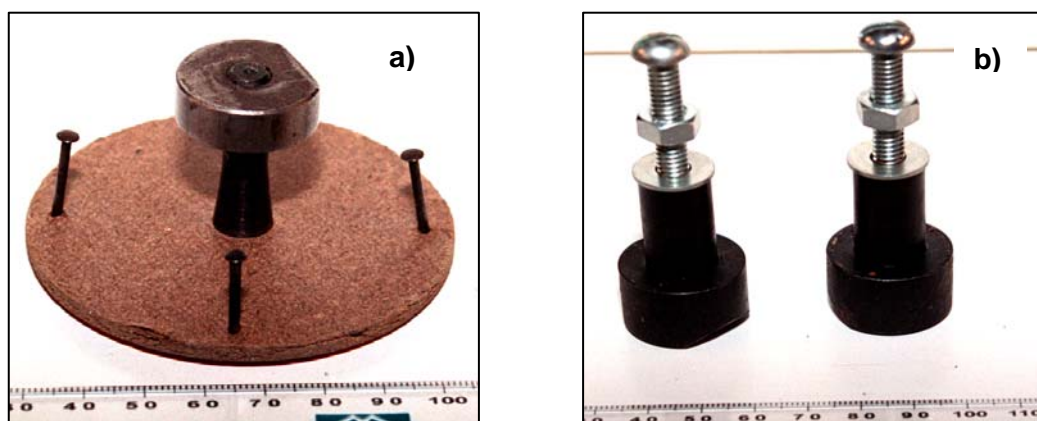


Figura 6.8 – Sondas do ensaio "Lok-test"

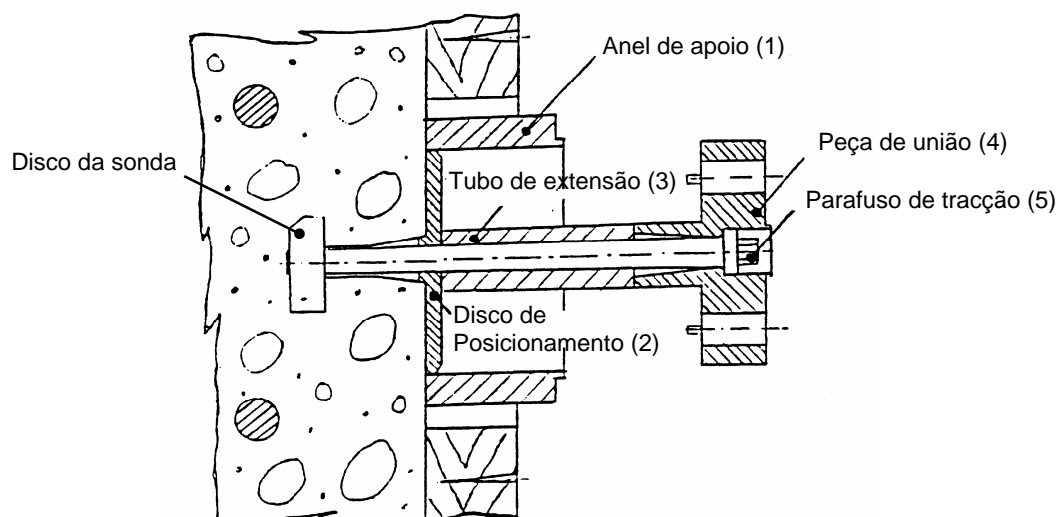


Figura 6.9 – Acessórios do mecanismo de arranque do ensaio “Lok-test”

Equipamento de ensaio “Capo-test”

A preparação e execução do ensaio de arranque “Capo-test” envolve vários conjuntos de equipamentos, cada um deles fornecido com a respectiva mala de transporte. Esses conjuntos de equipamentos incluem:

Conjunto 1

A máquina hidráulica de tração idêntica àquela utilizada para o ensaio “Lok-test” (Figura 6.7);

Conjunto 2

O conjunto de preparação do ensaio “Capo-test”, que inclui:

- 1) Uma caroteadora portátil com a respectiva broca diamantada para realização de um furo com 18 mm de diâmetro;
- 2) Uma rebarbadora com um pequeno disco de 17,6 mm de diâmetro, para alargar uma cavidade com aproximadamente 25 mm de diâmetro no interior do furo;
- 3) A unidade de expansão da bucha, que funciona simultaneamente como parafuso de tração (Figura 6.10). Na Figura 6.11 observa-se a bucha expansível no seu estado original (a) e a mesma bucha após o ensaio (b), com 25 mm de diâmetro;
- 4) Um conjunto de ferramentas.

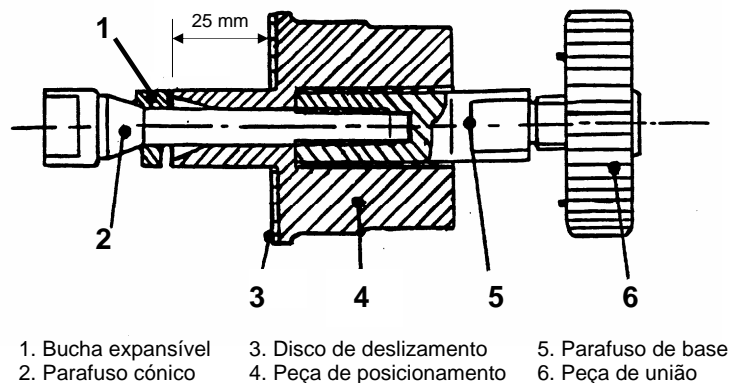


Figura 6.10 – Unidade de expansão da bucha no ensaio “Capo-test”

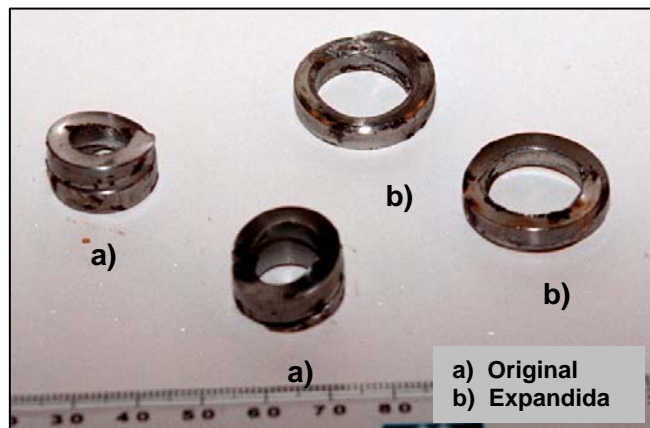


Figura 6.11 – Buchas expansivas utilizadas no ensaio “Capo-test”

Conjunto 3

Este conjunto inclui:

- 1) Um prato de sucção com manómetro (Figura 6.12a);
- 2) Uma bomba de vácuo (Figura 6.12b);
- 3) Um disco de desbaste da superfície (Figura 6.12c), respectivas manguerias de alimentação por água para lubrificação do disco e um berbequim (não consta na figura);
- 4) Alicates de fixação (Figura 6.12d);
- 5) Ferramentas.

O prato de sucção destina-se a facilitar as operações de fixação dos diferentes equipamentos, de forma a manter a sua verticalidade e posição relativa durante as várias fases do ensaio, inclusive para aqueles equipamentos referidos no conjunto 2. Por outro lado, o disco de desbaste destina-se a regularizar as superfícies de ensaio, de modo a evitar excentricidades inconvenientes durante a aplicação da carga.

No caso de superfícies moldadas e perfeitamente lisas e para um operador experiente, o prato de vácuo poderá ser dispensado. Em algumas circunstâncias, nomeadamente para elementos com superfície inferior à do prato de vácuo, será mesmo impossível aplicar este sistema. Porém nada impede a aplicação do disco de desbaste, desde que, durante esta operação, o aparelho seja mantido numa posição fixa.

Sem o prato de vácuo, o ensaio requer normalmente dois operadores, devendo um deles ser experiente. Em média, as operações de preparação e execução de uma leitura com o ensaio “Capo-test”, efectuadas por dois operadores, demora aproximadamente 15 minutos.

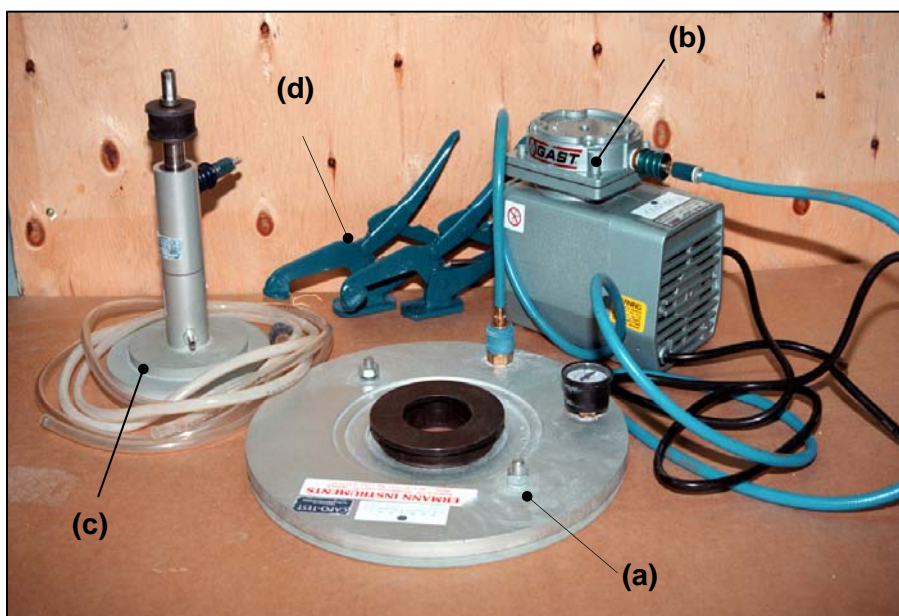


Figura 6.12 – Prato de sucção, bomba de vácuo e disco diamantado de desbaste

6.4 - Procedimentos de ensaio

Localização dos ensaios

As normas britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] e americana ASTM C900-87 [12] estabelecem os seguintes parâmetros no que respeita à localização dos pontos de ensaio:

- 1) De acordo com a norma britânica os centros das posições de ensaio devem distanciar-se entre si em pelo menos oito vezes o diâmetro do disco da sonda (o que equivale a 200 mm nos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”). A norma americana recomenda valores da ordem de 10 vezes o diâmetro do disco da sonda (o que equivale a 250 mm nos sistemas “Lok-test e “Capo-test”);
- 2) Os centros das posições de ensaio devem afastar-se das extremidades do betão em pelo menos 4 vezes o diâmetro do disco da sonda (a que correspondem 100 mm nos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”). Neste aspecto as normas britânica e americana coincidem;
- 3) As normas britânica e americana coincidem igualmente quanto à exigência de que os discos da sonda devem ser colocados de forma a que todas as armaduras se encontrem fora da superfície abrangida pela fractura cónica prevista, em pelo menos uma distância dada pelo maior dos seguintes valores: uma vez o diâmetro da armadura ou a máxima dimensão do inerte;
- 4) A norma britânica estabelece que a espessura do betão a ensaiar deve ser de pelo menos 4 vezes o diâmetro do disco da sonda (o que equivale a 100 mm nos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”). A norma americana é omissa quanto a este aspecto.

Número mínimo de leituras por localização

De acordo com a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] serão necessários pelo menos 4 ensaios de arranque válidos para caracterizar uma localização do betão. A norma americana ASTM C900-87 [12] recomenda a realização de pelo menos 5 ensaios em

cada localização quando o objectivo é aceder à resistência “in situ”, de modo a estabelecer o início de operações críticas, tais como, a remoção de cofragens ou a aplicação de pré-esforço.

Resultados do ensaio

Os resultados do ensaio devem referir-se ao valor obtido na rotura em kilonewtons e o valor médio arredondado ao múltiplo de 0,5 kN mais próximo, de acordo com a BS 1881: Part 207 [18], ou a metade da menor divisão de escala do aparelho, de acordo com a ASTM C900-87 [12].

Validação dos resultados

O fabricante dos sistemas “Lok-test” e “Capo-test” [43, 44] recomenda a adopção dos seguintes critérios de validação das leituras efectuadas, face ao tipo de rotura verificada. Nas Figuras 6.13 e 6.14 mostram-se três tipos de rotura que podem ocorrer, respectivamente, no ensaio “Lok-test” e no ensaio “Capo-test”. A Figura 6.13 representa a configuração de rotura quando a força de arranque é aplicada apenas até à carga última e o fragmento tronco-cónico não é extraído, enquanto a Figura 6.14 representa a configuração de rotura após a extracção integral do fragmento tronco-cónico. As roturas designadas por X, Y e Z têm o seguinte significado [43, 44]:

Rotura X - Este tipo de rotura é o único aceitável;

Rotura Y – Ocorre fendilhação prejudicial fora do diâmetro interior do anel de apoio de 55 mm. As fendas radiais são tipicamente causadas pela ausência de massa crítica à volta da sonda: são necessários no mínimo 100 mm entre o centro do ensaio e qualquer face do betão. O valor da força de arranque é reduzido e, por isso, o ensaio é rejeitado;

Rotura Z – O betão é arrancado fora do diâmetro interior do anel de apoio de 55 mm, tipicamente em consequência de uma superfície irregular ou quando a sonda não foi instalada perpendicularmente à superfície. O valor da força de arranque é reduzido e, em consequência desse facto, o ensaio terá que ser rejeitado.

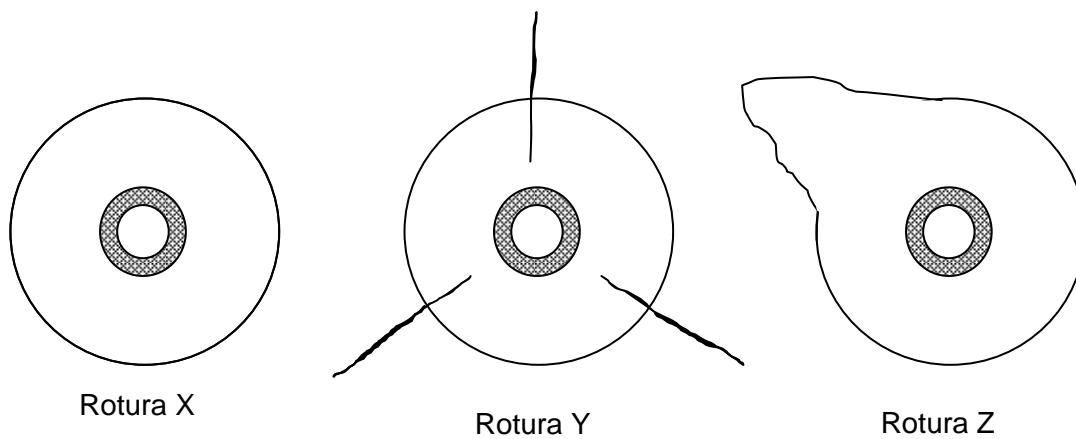


Figura 6.13 – Tipos de roturas num ensaio Lok-test [44]

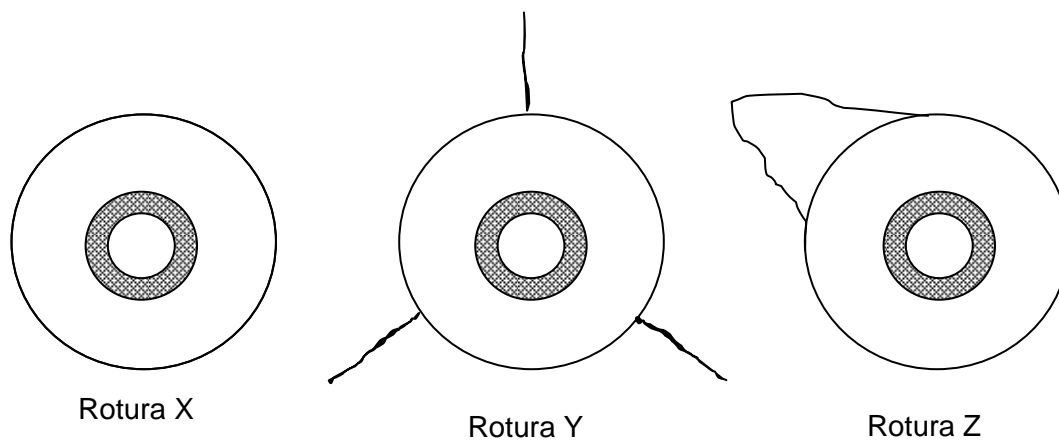


Figura 6.14 – Tipos de roturas num ensaio Capo-test [43]

Execução do ensaio “Capo-test”

1) A localização do ensaio é seleccionada de acordo com as normas e se existirem armaduras, estas devem ser localizadas e o recobrimento estimado;

2) Um furo com 18 mm de diâmetro é feito utilizando uma broca diamantada para carotagem (Figura 6.15). A broca da caroteadora é lubrificada com água durante esta operação, injectada a partir de uma pequena bomba eléctrica ou directamente de qualquer rede de abastecimento de água potável;



Figura 6.15 – Fase 2 do ensaio “Capo-test”

3) A carote é partida com uma chave de fendas e removida no seu comprimento total de 65 mm, conforme se ilustra nas Figuras 6.16 e 6.17;



Figura 6.16 – Fase 3 do ensaio “Capo-test”



Figura 6.17 – Carotes extraídas no ensaio “Capo-test”

4) Uma rebarbadora com disco cilíndrico diamantado com cerca de 17,6 mm de diâmetro e 10 mm de altura, ligado a uma haste com 10,5 mm de diâmetro, que posiciona a face superior do disco a 25 mm de profundidade, é inserido no furo (Figura 6.18). O disco da rebarbadora é lubrificado com água, conforme se observa na mesma figura.



Figura 6.18 – Fase 4 do ensaio “Capo-test”

O conjunto ilustrado na Figura 6.18 inclui ainda uma pequena bomba de água eléctrica que pode ser colocada dentro de um balde com cerca de 5 litros de água, normalmente suficiente para esta operação. Quando disponível, poderá utilizar-se directamente água potável de qualquer rede de abastecimento;

5) A flange do aparelho (haste ou eixo de transmissão) é pressionada contra a superfície lateral interior do furo e movida em círculos cada vez maiores até que a superfície exterior da flange percorra a circunferência do furo (o diâmetro do furo alargado pela rebarbadora deverá situar-se entre 25,0 mm e 25,4 mm). Esta operação é ilustrada na Figura 6.19.



Figura 6.19 – Fase 5 do ensaio “Capo-test”

6) A unidade de expansão é inserida no furo e a bucha expansiva (Capo-insert) é totalmente expandida até 25 mm de diâmetro. Esta operação é ilustrada nas Figuras 6.20 e 6.21;



Figura 6.20 – Fase 6 do ensaio “Capo-test”



Figura 6.21 – Fase 7 do ensaio “Capo-test”

7) O anel de contrapressão e a peça de união são instaladas (Figura 6.22);



Figura 6.22 – Fase 8 do ensaio “Capo-test”

8) A mesma máquina hidráulica de tracção usada para o “Lok-test” é ligada à peça de união, previamente aparafusada à unidade de expansão (que serve simultaneamente de parafuso de tracção) e o instrumento é carregado por rotação da manivela no sentido dos ponteiros do relógio com velocidade constante até que ocorra a rotura (Figura 6.23). Nesse instante é registada a carga máxima de rotura fornecida directamente pelo aparelho e o seu valor apresentado em kN.

A norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] estabelece, por exemplo, que para discos com 25 mm de diâmetro (que é o caso dos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”) a carga deve ser aplicada à taxa de $(0,5 \pm 0,2)$ kN/s. A norma ASTM C900-87 [12] recomenda que a carga seja aplicada a uma taxa constante e de tal forma que a rotura ocorra ao fim de 120 ± 30 s. O Fabricante [43, 44] recomenda, por sua vez, uma volta completa da manivela cada 2 segundos.



Figura 6.23 – Fase 8 do ensaio “Capo-test”

9) O cone é totalmente retirado e é observado o tipo de rotura (Figuras 6.24 e 6.25);

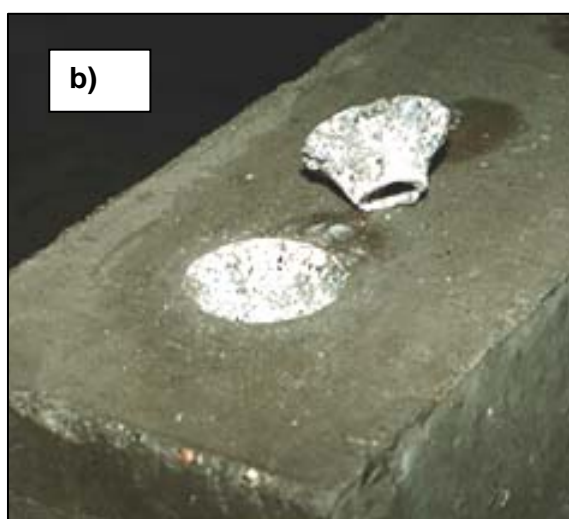


Figura 6.24 – Fase 9 do ensaio “Capo-test”



Figura 6.25 – Fragmentos tronco-cónicos extraídos no ensaio “Capo-test”

10) Finalmente, a carga máxima na rotura lida no mostrador do aparelho é convertida em carga de rotura real (corrigida), em kN, a partir de tabelas de calibração da máquina hidráulica de tracção fornecidas pelo fabricante e que acompanham o aparelho. Segundo o Fabricante, o aparelho de carga deverá ser recalibrado, pelo menos, anualmente [43, 44].

6.5 – Factores que afectam os resultados do ensaio

Krenchel e Petersen [52] compararam um total de 24 séries de calibração efectuadas com base nos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”, obtidas em diferentes países, nomeadamente, na Dinamarca, Canadá, E.U.A., Suécia, Noruega e Países Baixos. As calibrações analisadas envolveram diferentes tipos de betão, com diferentes elementos constituintes de massa volúmica normal e os procedimentos de correlação variaram entre aqueles preconizados nas normas dinamarquesas e aqueles utilizados na América do Norte.

A análise das correlações foi efectuada de forma separada consoante o procedimento adoptado, ou seja, aquelas que estabelecem a relação entre a força de

arranque e a resistência à compressão em cubos e aquelas que estabelecem a mesma relação para a resistência à compressão em cilindros. Desta forma evitou-se estabelecer, nesta fase, a comparação entre a resistência em cilindros e cubos.

Uma das conclusões relevantes deste estudo foi que os dois tipos de curvas de calibração obtidas «demonstraram grande estabilidade de laboratório para laboratório, de lugar para lugar e de país para país».

Avaliando isoladamente os dois tipos de curvas de calibração obtidas, Krenchel e Petersen [52] verificaram que os seus resultados não foram significativamente afectados por variáveis tais como:

- Razão água/cimento,
- Tipo de cimento,
- Idade,
- Condições de cura,
- Forma, tamanho (máxima dimensão até 38 mm) e natureza dos inertes,
- Porosidade,
- Presença de cinzas volantes e microssílica,
- Presença de adjuvantes.
- Diferentes procedimentos de compactação,
- Diferentes materiais de cofragem (pelo menos para o aço e plástico),
- Diferentes características das máquinas de ensaio à compressão dos provetes padrão,
- Uso de diferentes máquinas de arranque do tipo “Lok-test” ou
- Pelo facto do ensaio ser do tipo “Lok-test” ou “Capo-test”.

Apenas foi detectado um factor susceptível de afectar significativamente as calibrações e que está relacionado com a fendilhação radial durante o arranque do disco. A fendilhação radial foi detectada em provetes de 150 mm (cilíndricos ou cúbicos) quando foram utilizados inertes com uma máxima dimensão igual ou superior a 18 mm ou quando a

resistência do betão igualou ou superou os 40 MPa. Para valores inferiores a estes os resultados não foram significativamente afectados [52].

As fendas radiais são tipicamente causadas pela ausência de massa crítica à volta da sonda e, por isso, podem ser facilmente evitadas utilizando-se provetes de maior dimensão, por exemplo, cubos de 200 mm de aresta.

Carino [25] refere que para um determinado sistema de ensaio, a relação de correlação é influenciada pela máxima dimensão do inerte. Kierkgard-Hansen, apresenta conclusões similares, ao propor correlações diferentes para inertes com máxima dimensão de 16 mm e de 32 mm.

Para além dos efeitos da máxima dimensão do inerte, Carino [25] considera existirem também evidências de que o tipo de inerte pode afectar a relação de correlação.

6.6 – Obtenção de correlações com a resistência

Os procedimentos gerais para obtenção de correlações (laboratoriais e “in situ”) entre os resultados dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão dos betões foram já definidos na Secção 2.4.3. Importa, neste momento, particularizar alguns desses procedimentos para os ensaios de arranque, concretamente no que se refere à forma e número de provetes que definem cada conjunto da série de ensaios e ao número mínimo de leituras dos ensaios de arranque e dos ensaios de resistência em cada conjunto. Serão igualmente fornecidas algumas pistas sobre a forma geral das correlações obtidas.

6.6.1 - Correlações laboratoriais

Têm sido propostos diferentes procedimentos para obtenção de correlações laboratoriais entre a força de arranque e a resistência à compressão. Apesar das limitações físicas do ensaio, nomeadamente no que se refere ao grau de destruição causado na superfície do betão, as correlações laboratoriais têm sido obtidas predominantemente por aplicação dos ensaios de arranque nos próprios provetes padrão de referência, os quais são posteriormente ensaiados à compressão. Este procedimento é usual para o sistema

“Lok-test”, enquanto que para o sistema “Capo-test” os ensaios de arranque são normalmente efectuados em provetes diferentes e de maiores dimensões que os provetes de referência utilizados para determinar a resistência à compressão. Têm sido utilizados, por exemplo, cubos de 200 mm de aresta.

Um procedimento alternativo à colocação de sondas nos provetes padrão passa pela fabricação de provetes prismáticos de maiores dimensões (lajes), onde são efectuados os ensaios de arranque (“Lok-test” e/ou “Capo-test”) e pela fabricação de provetes padrão de referência, da mesma amassadura, para a realização dos ensaios de compressão. O principal inconveniente na adopção deste procedimento reside na dificuldade em assegurar a mesma maturidade dos dois tipos de provetes em causa para as diferentes idades de ensaio. Uma das soluções para este problema poderia passar pela utilização de medidores de maturidade, quer nas lajes, quer nos provetes padrão. Contudo, esta seria certamente uma solução relativamente dispendiosa. Em alternativa, tem sido proposto que a resistência à compressão seja determinada a partir de carotes extraídos da laje de ensaio [25].

A bibliografia consultada tem revelado uma separação sistemática entre dois tipos de correlações: as correlações entre a força de arranque e a resistência em cilindros padrão e as correlações entre a primeira grandeza e a resistência à compressão em cubos padrão.

Força de arranque versus resistência em cilindros padrão

Um procedimento usual na América do Norte consiste em posicionar as sondas do ensaio “Lok-test” centradas na base dos cilindros padrão. Os cilindros são moldados em três camadas, com vibração após cada camada (por agulha vibratória ou mesa) e curados em água a 20 °C. O ensaio de arranque é efectuado apenas até à rotura, a força máxima é registada e o aparelho imediatamente descarregado. O cilindro é então capeado e ensaiado à compressão até à rotura. O ensaio é normalmente efectuado a diferentes maturidades, incluindo aos 28 dias [52, 75].

O ensaio de arranque “Lok-test” efectuado desta forma produz danos pouco significativos na superfície do betão, restando apenas alguns vestígios da circunferência do

anel de apoio em consequência da contrapressão que este exerce sobre o betão. Tem sido também demonstrado que o ensaio de arranque assim efectuado não tem qualquer efeito na resistência à compressão dos provetes padrão [52].

Este procedimento fornece em geral menor variabilidade nos resultados do ensaio de arranque que qualquer outro. Porém, para provetes com massas críticas reduzidas, como é o caso dos cilindros de 150 mm x 300 mm, a ocorrência de fendilhação radial durante o ensaio de arranque poderá ser um factor limitativo para este tipo de procedimento. Tal como se referiu anteriormente, esta fendilhação verifica-se normalmente quando se utilizam inertes com máxima dimensão igual ou superior a 18 mm ou para resistências à compressão do betão superiores a 40 MPa. Tem sido demonstrado que a ocorrência de fendilhação radial conduz a valores da força de arranque inferiores em comparação com situações em que tal fendilhação não ocorre [25, 52]. Contudo, a resistência à compressão dos provetes padrão parece não ser afectada [52].

Para impedir a ocorrência de fendilhação radial nos provetes cilíndricos, Petersen [74, 75] propõe a utilização de um anel metálico, apertado à extremidade dos provetes cilíndricos na zona de aplicação do ensaio “Lok-test”, de modo a compensar a ausência de massa de betão à volta da sonda. Entre as superfícies do betão e do anel metálico é interposta uma camada de cola epoxida de secagem rápida para assegurar um contacto mais rígido e forte e um plástico muito fino, cujo objectivo é apenas o de evitar a aderência ao anel metálico. O anel é retirado após o ensaio de arranque e o provete cilíndrico é capeado e ensaiado à compressão [52].

A bibliografia consultada tem relatado resultados muito bons quando este procedimento é utilizado. Esta técnica permite que as duas propriedades correlacionadas sejam medidas no mesmo provete, evitando assim as incertezas quanto às diferenças de maturidade entre os provetes de referência e os provetes para aplicação dos ensaios de arranque. Note-se, porém, que este procedimento apenas será viável para o sistema “Lok-test”, já que o sistema “Capo-test” exige a extracção integral do tronco-cónico, o que certamente afectaria a resistência à compressão. Por outro lado, a técnica utilizada para

obviar à fendilhação radial é bastante trabalhosa e, talvez por isso, têm sido propostos procedimentos diferentes [52].

Carino [25] sugere que nas situações em que seja previsível a ocorrência de fendilhação radial sejam utilizados provetes adicionais, com uma menor dimensão de pelo menos 200 mm, para efectuar os ensaios de arranque. Este procedimento é adoptado, por exemplo, na Dinamarca. Neste caso, a partir da mesma amassadura, são moldados provetes cilíndricos padrão de 150 mm x 300 mm (sem sondas) e provetes cúbicos de 200 mm de aresta aos quais são aplicadas, no centro de duas faces verticais opostas, as sondas “Lok-test”.

Adoptando-se este procedimento, os ensaios “Capo-test” podem, por exemplo, ser efectuados nas duas faces verticais restantes. Deste modo, será igualmente possível estabelecer uma comparação entre os ensaios “Lok-test” e “Capo-test” (a prática tem revelado resultados idênticos [74]). A colocação de uma terceira sonda “Lok-test” na base do provete poderia ser também útil para verificar os efeitos da compactação (homogeneidade do cubo de betão).

Tanto os provetes cilíndricos de referência como os provetes cúbicos de 200 mm de aresta devem ser moldados em 3 camadas, com vibração numa mesa vibratória após cada camada. Os provetes são normalmente sujeitos a cura húmida a 20 °C até à idade de ensaio.

No procedimento Dinamarquês os cilindros não são capeados. Para tal, decorrida uma hora após a amassadura, rectifica-se a superfície superior do cilindro acrescentando-se um pouco mais de betão, suficiente para eliminar qualquer irregularidade. Sobre essa camada é então ajustado um prato metálico, sujeitando-o a uma pequena pressão e rotação, de forma a garantir uma superfície do betão normal ao eixo do provete. O prato é fixado ao molde e o provete é colocado na posição horizontal até à altura em que é descofrado. Este procedimento garante duas superfícies extremas do cilindro planas e perpendiculares ao eixo do provete e preparadas para o ensaio. A resistência à compressão dos cilindros parece não ser afectada quando se utiliza esta técnica de moldagem dos

provetes, em comparação com as técnicas tradicionais de capeamento [52].

Força de arranque versus resistência em cubos padrão

Em países como a Inglaterra, Suécia, Noruega e Países Baixos, a força de arranque tem sido correlacionada com a resistência à compressão medida em provetes cúbicos padrão de 150 mm de aresta [75].

À semelhança do procedimento adotado para os provetes cilíndricos, a sonda para o ensaio de arranque pode ser colocada numa face vertical do provete cúbico de 150 mm de aresta, sendo este mesmo provete usado para o ensaio de compressão com a face do ensaio de arranque voltada para o prato superior da prensa. Também neste caso deve observar-se a ocorrência de fendilhação radial durante o ensaio de arranque. Quando seja previsível a ocorrência de tal fendilhação, deverão ser adotados provetes de maiores dimensões para a realização dos ensaios de arranque (por exemplo cubos de 200 mm de aresta), enquanto a resistência à compressão poderá ser determinada a partir de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (sem sondas) obtidos da mesma amassadura.

Tem sido também referida a utilização de uma cinta metálica envolvendo os provetes cúbicos de 150 mm de aresta para evitar a fendilhação radial, tal como referido para os provetes cilíndricos [75].

Todos os provetes são sujeitos a cura húmida a 20 °C até à idade de ensaio.

Número mínimo de ensaios

A norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] considera necessário um número mínimo de quatro ensaios de arranque para caracterizar uma localização. Por outro lado, a mesma norma recomenda que a resistência média à compressão em cada ponto da correlação seja determinada a partir de um número mínimo de três ensaios de compressão de provetes padrão.

O Comité 228 do ACI recomenda a realização de oito ensaios de arranque e o ensaio de dois cilindros à compressão para cada idade de ensaio. Neste caso, o conjunto de

provetes da série de ensaio poderia ser constituído, por exemplo, por dois cubos de 200 mm de aresta com quatro sondas cada (posicionadas nas faces verticais) e por dois cilindros padrão (sem sondas).

Forma das correlações

Inúmeros estudos têm referido correlações do tipo linear entre a força de arranque e a resistência à compressão. Contudo, a forma das correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão em cilindros parece diferir daquela em que a mesma força é correlacionada com a resistência à compressão em provetes cúbicos [52].

Segundo a análise efectuada por Krenchel e Petersen [52], tendo por base os sistemas “Lok-test” e “Capo-test”, existirá uma relação bi-linear entre a força de arranque e a resistência à compressão em cilindros, cujo ponto de inflexão parece situar-se próximo dos 25 MPa. Pelo contrário, as correlações com a resistência em cubos têm-se mostrado predominantemente do tipo linear [52].

Carino [25] demonstrou que a relação de correlação entre a carga última de arranque e a resistência à compressão em cilindros, para uma combinação particular de materiais e um sistema de ensaios, não é necessariamente linear. O autor conclui ainda que uma função de potência seria uma equação mais adequada para representar essa relação.

A relação de potência entre a força de arranque e a resistência à compressão em cilindros padrão, proposta por Carino [25], pode ser representada da seguinte forma:

$$f_{cm,cil} = \alpha \cdot P^\beta \quad (6.1)$$

Onde:

P = valor médio da força de arranque numa localização, em kN.

$f_{cm,cil}$ = valor médio da resistência à compressão de cilindros, em MPa.

α e β são constantes.

Note-se que o estudo apresentado por Carino [25] teve por base unicamente as correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão em cilindros.

6.6.2 - Correlações “in situ”

As correlações “in situ”, tal como previstas na norma britânica BS 1881: Part 207 [18] poderão ser obtidas estabelecendo a relação entre a força de arranque medida na própria estrutura e a resistência à compressão de carotes extraídas na mesma localização e em zonas próximas daquelas onde se efectuaram os ensaios de arranque. Neste caso deverá observar-se possíveis evidências de segregação do betão em zonas próximas da superfície, já que as carotes representam normalmente o betão a profundidades superiores àquelas avaliadas pelos ensaios não destrutivos.

Petersen [75] refere que este tipo de correlações poderão diferir das correlações gerais normalmente determinadas em provetes padrão. O autor atribui este facto, não só à variação da qualidade do betão em profundidade, mas também às diferenças nas condições de ensaio do betão (saturados ou secos) entre os dois tipos de correlação. Por outro lado, a resistência à compressão equivalente em cubos, obtida a partir de carotes, difere normalmente da resistência à compressão obtida em provetes moldados.

6.7 – Interpretação dos resultados

Os dados que se apresentam nos itens seguintes, nomeadamente, quanto à variabilidade do próprio ensaio e aos limites de confiança das correlações, dizem respeito apenas aos sistemas “Lok-test” e “Capo-test”.

Para estes sistemas de ensaio, os dados apresentados por Krenchel e Petersen [52], compilando os trabalhos realizados por diferentes autores ao longo de 10 anos de aplicação dos ensaios de arranque constituem uma boa fonte de referência. Serão igualmente abordados os dados apresentados por Carino [25] e as recomendações da norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18].

6.7.1 – Variabilidade do próprio ensaio

O Quadro 6.1 resume os valores da variabilidade do ensaio de arranque obtidos em laboratório e relatados por Krenchel e Petersen [52]. Estes valores tiveram por base 24

séries de calibração, cobrindo 4253 ensaios de arranque e 2963 ensaios de compressão de referência. Da mesma referência bibliográfica extraíram-se os dados que se apresentam no Quadro 6.2, relativos à variabilidade do ensaio quando aplicado “in situ”, tendo por base um total de 137 estruturas diferentes e 6693 ensaios de arranque.

Krenchel e Petersen [52] concluíram nesta análise, pela existência de um desvio padrão típico do ensaio de arranque que oscila entre 1,9 kN e 2,5 kN e um coeficiente de variação típico que se situa entre 6,8% e 7,5%. Se os ensaios de arranque são efectuados em provetes de dimensões superiores às dos provetes cúbicos de 150 mm de aresta e cilindros de 150 mm x 300 mm, estes parâmetros poderão apresentar variações superiores. Em média, um desvio padrão de 2,8 kN e um coeficiente de variação de 9,9% [52].

Quadro 6.1 –Variabilidade do ensaio de arranque em provetes moldados em laboratório [52]

Provetes	Ensaio de arranque		
	Desvio padrão [kN]	Coef. de variação [%]	Número de leituras individuais
1. Ensaio de arranque versus resistência à compressão de cilindros padrão	1,9	7,5	957
2. Ensaio de arranque versus resistência à compressão de cilindros padrão	2,8	9,9	2084
3. Ensaio de arranque versus resistência à compressão de cubos padrão	2,5	6,8	1087
4. Ensaio de arranque versus resistência à compressão de carotes	1,3	4,5	125
1. Sonda posicionada na base do provete cilíndrico de referência usado também para o ensaio de compressão. 2. Sondas posicionadas em duas faces verticais de um cubo de 200 mm de aresta e ensaio à compressão em provetes cilíndricos de referência da mesma amassadura e sem sondas. 3. Sondas posicionadas numa face vertical de provetes cúbicos de 150 mm de aresta ou em duas faces verticais de provetes cúbicos de 200 mm de aresta (se for previsível a ocorrência de fendilhação radial). Para o ensaio à compressão foram usados provetes cúbicos de 150 mm de aresta obtidos da mesma amassadura e sem sondas. 4. Força de arranque medida no topo de painéis horizontais de betão projectado em laboratório e resistência à compressão medida em carotes de 80 mm x 160 mm extraídas desses painéis.			

Quadro 6.2 – Variabilidade do ensaio de arranque em betões moldados “in situ” [52]

Tipo de elemento	Ensaio de arranque		
	Desvio padrão [kN]	Coef. de variação [%]	Número de leituras individuais
Vigas e pilares	2,7	7,8	325
Lajes (medições efectuadas na base)	3,1	9,7	4190
Paredes e fundações	3,2	10,0	753
Lajes (medições efectuadas no topo)	3,5	12,5	274
Paredes de betão projectado	4,0	13,4	150
Estruturas de betão duvidoso	4,5	14,7	1001

A norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] refere um coeficiente de variação típico da ordem dos 7% para um conjunto de leituras efectuadas numa localização sob condições “in situ”.

À luz da bibliografia consultada, a máxima dimensão do inerte parece exercer uma influência significativa na variabilidade dos resultados. Os ensaios em betões feitos com inertes grossos com máxima dimensão inferior à profundidade do disco da sonda tendem a apresentar menor variabilidade [25]. A variabilidade é inferior na argamassa e nos betões leves que nos betões de massa volúmica normal. A influência do tipo de inertes grossos parece ser insignificante, excepto para inertes leves que resulta em menor variabilidade [25].

Ao avaliar a variabilidade dos ensaios de arranque, Carino [25] concluiu que o coeficiente de variação é o parâmetro estatístico mais apropriado para caracterizar a repetibilidade do ensaio. Esta conclusão encontra fundamento no facto de que, para uma larga gama de resistências, o desvio padrão da carga de arranque última, para ensaios repetidos no mesmo betão, aumenta com a resistência [25]. Em consequência, o coeficiente de variação permanece praticamente constante.

Com base em valores obtidos em inúmeras investigações, utilizando configurações de ensaio diferentes (ângulo do tronco-cônico e profundidade do disco diferentes), tipos de inertes diferentes, diferentes máximas dimensões e diferentes tamanhos dos provetes, Carino [25] relata valores do coeficiente de variação medidos no mesmo betão a diferentes maturidades, compreendidos entre os 4% e os 15%. O autor constatou que o valor médio do coeficiente de variação para o ensaio de arranque é de cerca de 8%. Contudo, refere ainda, o tamanho e o tipo de inertes grossos afectam o coeficiente de variação e a repetibilidade de um dado betão pode ser maior ou menor que 8% [25].

6.7.2 – Limites de confiança das correlações com a resistência

De acordo com a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18], é pouco provável que o uso de correlações gerais conduza a limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão que se situem num intervalo de variação inferior a $\pm 20\%$, tendo por base o valor médio obtido a partir de 4 resultados válidos do ensaio de arranque.

A mesma norma admite que se essa estimativa for efectuada a partir de correlações específicas, desenvolvidas para o betão em estudo, tal intervalo de variação poderá ser reduzido para $\pm 10\%$.

A análise efectuada por Krenchel e Petersen [52] tendo por base 24 correlações diferentes, obtidas por diferentes autores, subdivide-se em dois tipos de correlações: a correlação entre a força de arranque e a resistência à compressão de cilindros padrão (baseada em 16 correlações) e a correlação entre a força de arranque e a resistência à compressão em cubos de 150 mm de aresta (baseada em 8 correlações). Estas correlações mostram coeficientes de correlação elevados, situando-se entre 0,91 e 0,99 e apresentando em média um valor de 0,95.

A Figura 6.26 representa as 16 correlações diferentes entre a força de arranque e a resistência à compressão em cilindros. A análise destas correlações conduziu às seguintes expressões gerais recomendadas por Krenchel e Petersen [52].

$$P = 0,96 \cdot f_{cm,cil} + 1,0 \quad 2 \text{ kN} \leq P \leq 25 \text{ kN} \quad (6.2)$$

$$P = 0,80 \cdot f_{cm,cil} + 5,0 \quad 25 \text{ kN} \leq P \leq 65 \text{ kN} \quad (6.3)$$

Onde:

P = valor médio da força de arranque numa localização, em kN.

$f_{cm,cil}$ = valor médio da tensão de rotura à compressão de cilindros, em MPa.

Considerando a resistência à compressão como sendo a variável dependente, obtém-se:

$$f_{cm,cil} = 1,042 \cdot P - 1,042 \quad 1 \text{ MPa} \leq f_{cm,cil} \leq 25 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

$$f_{cm,cil} = 1,25 \cdot P - 6,25 \quad 25 \text{ MPa} \leq f_{cm,cil} \leq 75 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Estas expressões são representadas graficamente na Figura 6.27, juntamente com os limites de confiança de 95%, baseados numa média de 2 cilindros e 4 ensaios de arranque e para máximas dimensões do inerte de 16 mm e 32 mm.

Os limites de confiança que se apresentam na Figura 6.27 foram calculados com base em 250 ensaios de compressão em cilindros e 500 ensaios de arranque usando o procedimento dinamarquês acima descrito [52], que fornece uma maior variação que o procedimento Norte Americano. Os limites de confiança mostrados podem então ser assumidos como sendo conservadores [52].

Como melhor aproximação à função bi-linear proposta por Krenchel e Petersen [52], Carino [25] propõe a seguinte função de potência:

$$f_{cm,cil} = 0,6 \cdot P^{1,14} \quad (6.6)$$

Onde:

P = valor médio da força de arranque numa localização, em kN.

$f_{cm,cil}$ = valor médio da tensão de rotura à compressão de cilindros, em MPa.

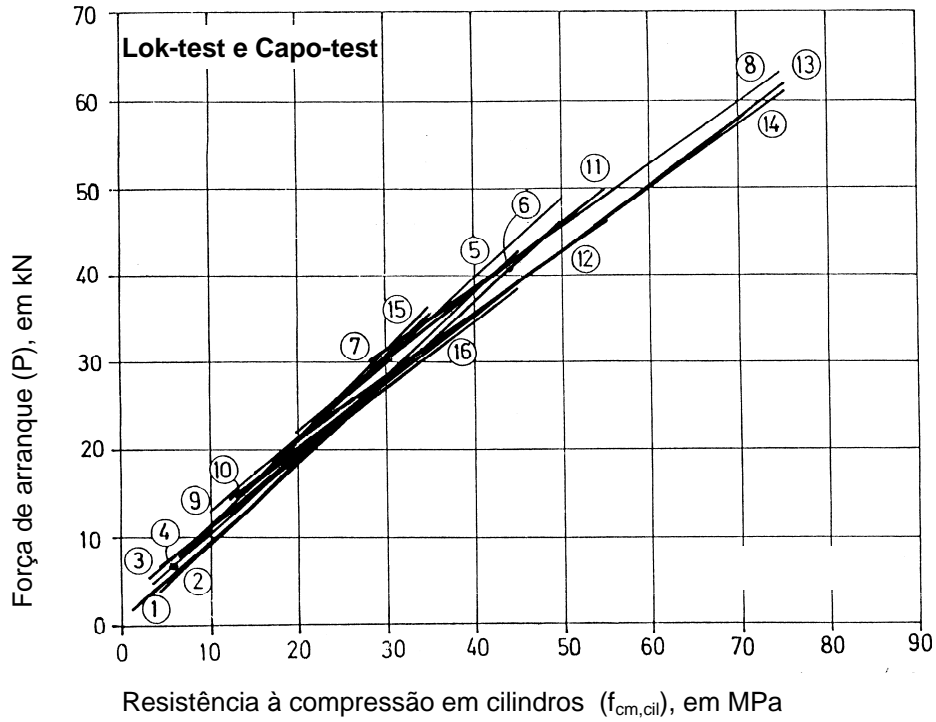


Figura 6.26 – Correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão de cilindros padrão, obtidos por diferentes autores [52]

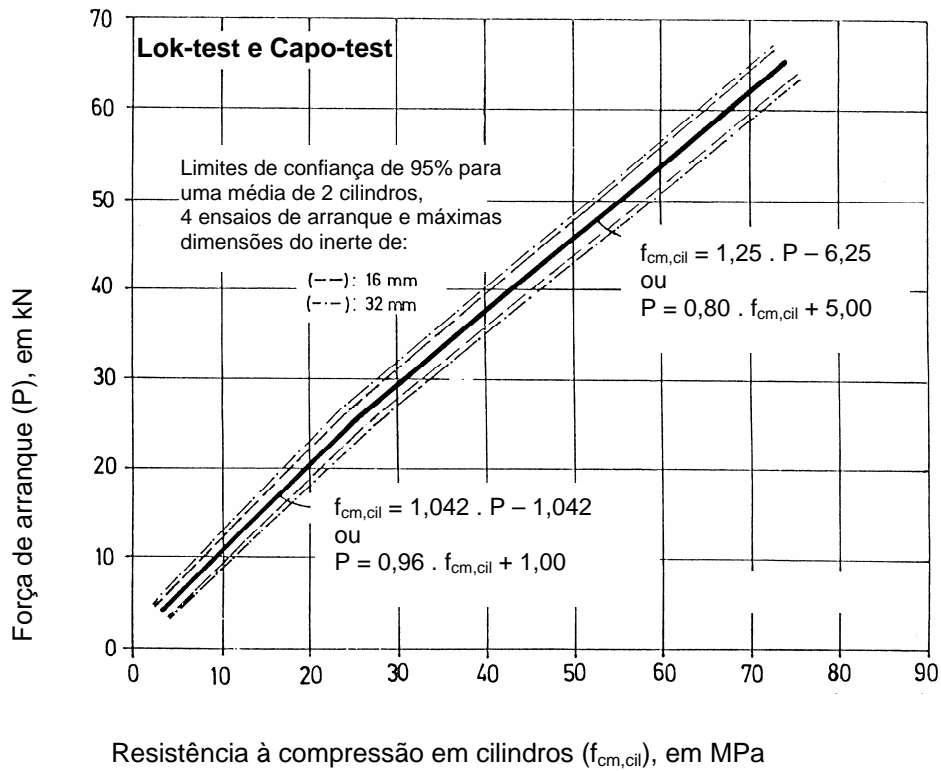


Figura 6.27 – Correlação recomendada entre a força de arranque e a resistência à compressão de cilindros padrão [52]

A Figura 6.28 ilustra 8 correlações obtidas entre a força de arranque e a resistência à compressão em cubos padrão de 150 mm de aresta. A análise destas correlações conduziu à seguinte expressão geral recomendada por Krenchel e Petersen [52]:

$$P = 0,75 \cdot f_{cm,cub} + 2,20 \quad 3 \text{ kN} \leq P \leq 65 \text{ kN} \quad (6.7)$$

Onde:

P = valor médio da força de arranque numa localização, em kN.

$f_{cm,cub}$ = tensão de rotura à compressão em cubos de 150 mm de aresta, em MPa.

Considerando a resistência à compressão como variável dependente, obtém-se:

$$f_{cm,cub} = 1,333 \cdot P - 2,933 \quad 1 \text{ MPa} \leq f_{cm,cub} \leq 83,7 \text{ MPa} \quad (6.8)$$

A Figura 6.29 representa a correlação recomendada, juntamente com os limites de confiança de 95% para uma média de 3 cubos e três ensaios de arranque e para máximas dimensões do inerte de 18 mm e 38 mm.

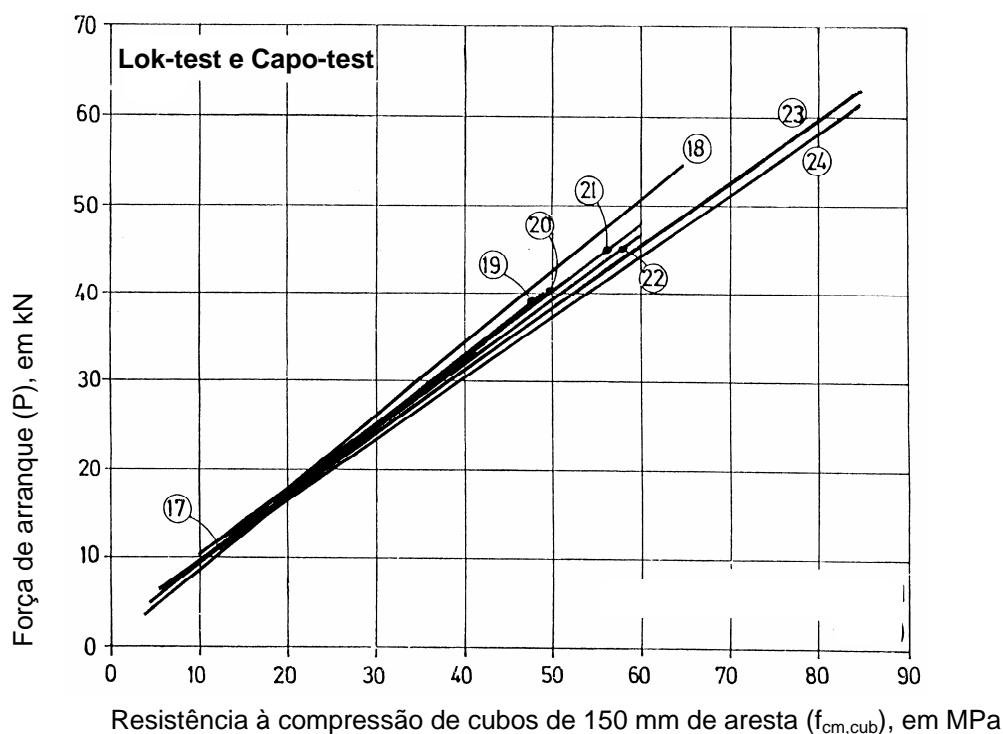


Figura 6.28 – Correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão de cubos padrão, obtidas por diferentes autores [52]

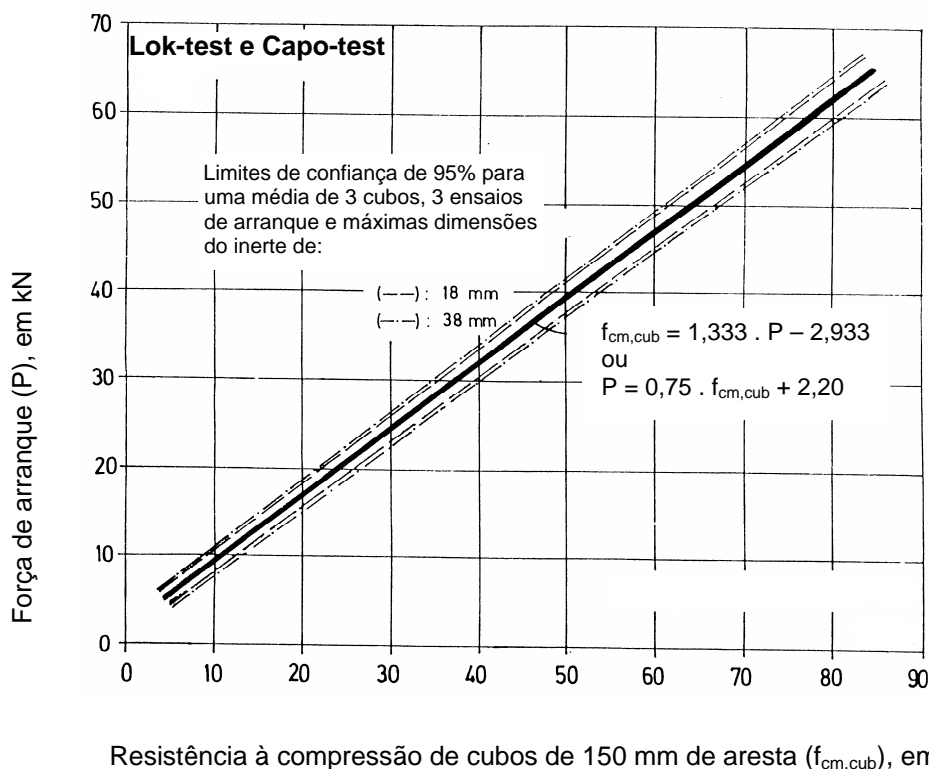


Figura 6.29 – Correlação recomendada entre a força de arranque e a resistência à compressão de cubos padrão [52]

Deve salientar-se o facto de que o betão leve e a argamassa produzem correlações significativamente diferentes daquelas aqui apresentadas [74]. Mesmo em betões com inertes de massa volúmica normal, aos quais se aplicam tais correlações, é necessário precaver as situações em que tenha ocorrido segregação do betão. De facto, se o tronco cónico não mostrar sinais de rotura de inertes grossos, poderá significar que o ensaio foi aplicado numa zona onde apenas existia argamassa pura (face superior das lajes, por exemplo). Nestes casos a resistência à compressão poderá ser avaliada com um erro acrescido da ordem dos 10%, quando são usadas as correlações gerais apresentadas [74].

6.8 – Combinação de métodos de ensaio

A combinação de métodos de ensaio não destrutivos tem sido referida ao longo deste trabalho por inúmeras vezes. Uma dessas formas de combinação poderá passar pela

utilização de medidores de maturidade (por exemplo, do tipo “COMA-Meter”) para determinar a altura adequada para aplicação dos ensaios de arranque.

Com base nos dados gerados em qualquer procedimento de correlação cujo objectivo seja a monitorização da evolução da resistência de uma estrutura “in situ”, podem ser produzidos dois tipos de gráficos: aqueles que estabelecem a correlação entre a força de arranque e a resistência à compressão do betão e aqueles que representam a evolução da resistência desse mesmo betão com o tempo (M_{20} dias).

O primeiro tipo de gráficos referido permite, a partir da medição da força de arranque “in situ”, estimar a resistência à compressão do betão. O segundo permitirá estimar a resistência à compressão do betão na estrutura conhecido o seu grau de maturidade “in situ”, expresso em idade equivalente em dias, referida à cura padrão (normalmente cura húmida a 20 °C). A maturidade expressa deste modo poderá ser determinada “in situ” com recurso a medidores de maturidade do tipo acima referido. O método da maturidade fornece apenas uma estimativa grosseira da resistência “in situ” mas poderá ser muito útil para determinar a altura adequada para aplicar o ensaio de arranque e verificar, de forma mais precisa, o nível de resistência na estrutura. Note-se que o ensaio “Lok-test” só poderá ser aplicado uma vez.

O “COMA-Meter” (**CO**ncrete **MA**turity-**M**eter), que se ilustra na Figura 6.30, foi desenvolvido por Hansen em 1981 e é constituído por um tubo capilar fechado contendo um líquido especial. Esse tubo encontra-se fixo a uma lâmina mostrando uma escala em dias de maturidade equivalente (M_{20} dias). A lâmina que suporta o tubo possui uma cápsula roscada e este conjunto é protegido do contacto directo com o betão através de um invólucro de plástico em forma de tubo, no qual é enroscada a cápsula. Imediatamente antes da instalação do medidor no betão, o tubo capilar é rompido no seu extremo superior e o invólucro é introduzido no betão a partir da superfície (Figura 6.31). O líquido presente no tubo capilar começa a evaporar-se, a uma taxa que dependerá da “história” da temperatura no betão. Estão disponíveis gamas de medição de 0 a 5,5 M_{20} dias ou de 0 a 14 M_{20} dias.

O “COMA-Meter” segue de forma aproximada a equação de Arrhenius para a maturidade [75].

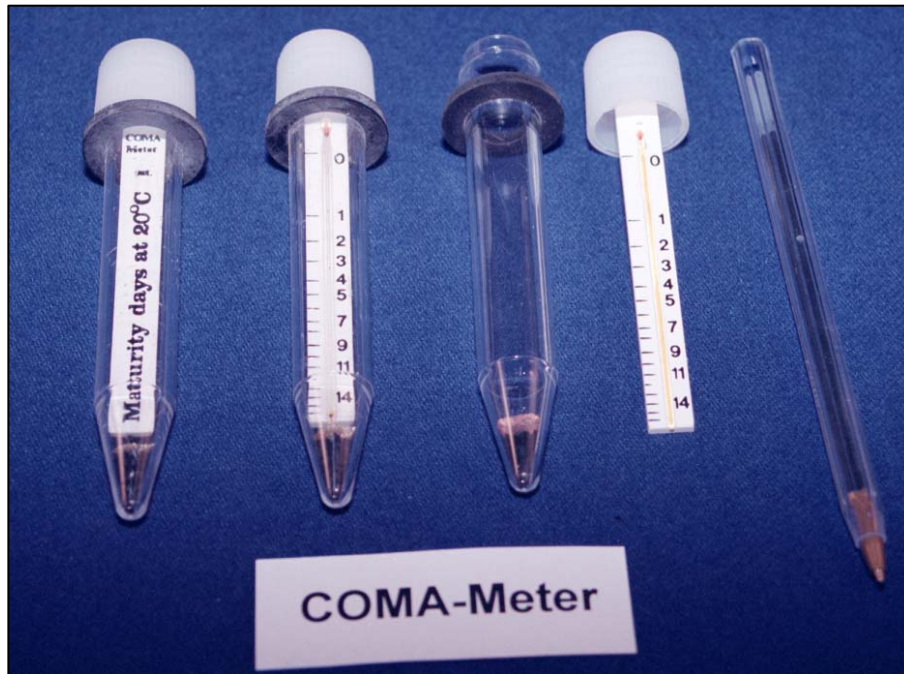


Figura 6.30 – Medidor de maturidade “COMA-Meter”

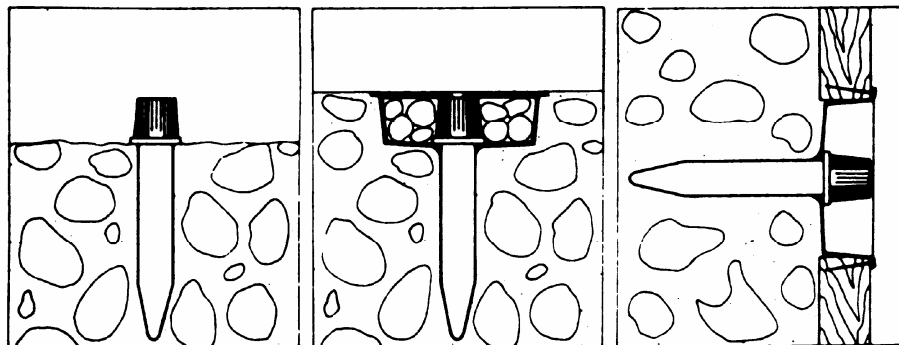


Figura 6.31 – Instalação do medidor “COMA-Meter”

6.9 – Conclusões

Os ensaios de arranque são reconhecidamente, de entre os ensaios não destrutivos, aqueles que oferecem maior precisão na estimativa da resistência “in situ”. Este facto é referido pelas normas britânicas BS 1881: Part 201 [16] e BS 1881: Part 207 [18].

Nas últimas décadas têm sido realizados estudos independentes analíticos e experimentais para se tentar perceber o mecanismo fundamental de rotura que ocorre durante o ensaio de arranque. Tem havido consenso quanto à existência de um estado de tensão triaxial altamente não uniforme no betão envolvente do disco durante a sua extracção. Apesar de existirem algumas divergências quanto ao mecanismo fundamental de rotura, existe consenso quanto ao facto da carga última de arranque ser influenciada pelas mesmas propriedades que influenciam a resistência à compressão.

Uma das explicações possíveis para o mecanismo de rotura (utilizando a geometria do ensaio Lok-test) que parece ser plausível comporta três fases. Na primeira fase forma-se um sistema de fendilhação circunferencial por tracção a cerca de 30% a 40% da carga última. Esta fendilhação inicia-se no perímetro do disco da sonda e propaga-se pelo betão segundo um ângulo de vértice elevado, interrompendo-se numa região de baixas tensões de tracção por baixo do anel de apoio. Numa segunda fase forma-se um grande número de microfendas estáveis numa banda de compressão situada entre o disco da sonda e a base do anel de apoio e que se desenvolvem progressivamente até à carga última. A terceira fase desenvolve-se após a carga última traduzindo-se por um outro sistema de fendilhação circunferencial por tracção e corte desde o perímetro superior do disco até ao perímetro interior do anel de apoio, que dá forma final ao fragmento tronco cónico extraído.

As excelentes correlações obtidas entre a resistência à compressão e a força de arranque “Pull-out”, o facto do número de factores que afectam os resultados ser muito reduzido comparativamente a outros ensaios não destrutivos, a possibilidade das correlações serem generalizadas para inertes naturais, o facto da técnica ser relativamente económica (apesar dos elevados custos de aquisição do equipamento), relativamente rápida de executar e permitir a disponibilidade imediata de resultados são factores que têm contribuído para a divulgação e utilização mais generalizada deste método. A sua aplicação tem sido recomendada sobretudo em situações onde a maior precisão nos resultados se torna necessária.

Utilizando correlações especificamente desenvolvidas para o betão em estudo, os limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão numa localização "in situ" poderão situar-se no intervalo de variação de $\pm 10\%$ relativamente ao valor médio obtido a partir de 4 resultados válidos do ensaio de arranque. Utilizando-se correlações gerais, tais como aquelas fornecidas pelo fabricante dos sistemas "Lok-test" e "Capo-test", esse intervalo será provavelmente alargado para $\pm 20\%$.

Os sistemas "Lok-test" e "Capo-test" referidos foram desenvolvidos na Dinamarca, possuem a mesma geometria de ensaio e constituem uma referência na Europa. Ambos apresentam um ângulo de vértice tronco-cónico de 62° e medem a força pela qual um disco com 25 mm de diâmetro colocado a 25 mm de profundidade é arrancado do betão por intermédio de uma máquina hidráulica que reage sobre um anel de apoio com 55 mm de diâmetro interior, colocado sobre a superfície do betão.

As sondas do ensaio de arranque podem ser introduzidas no betão fresco aplicando-se o sistema "Lok-test", o que exige a planificação prévia do ensaio. Alternativamente, o sistema "Capo-test" pode ser aplicado no betão endurecido em qualquer altura, através da abertura e alargamento de um furo interior onde é colocada uma bucha expansiva com o mesmo diâmetro e à mesma profundidade que o sistema "Lok-test".

Os ensaios de arranque do tipo "Capo-test" produzem alguns danos na superfície do betão e, em algumas circunstâncias, poderá ser necessária a sua reparação. O sistema "Lok-test" poderá ser efectuado opcionalmente pela extracção ou não da sonda, sendo que a segunda opção não provoca danos visíveis na superfície do betão. As distâncias mínimas normalmente exigidas entre pontos de ensaio ou entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre do betão podem ser também factores limitativos em elementos de pequena secção, tal como sucedia com os ensaios de penetração.

ENSAIO DE TRACÇÃO DIRECTA

CAPÍTULO 7 - ENSAIO DE TRACÇÃO DIRECTA

7.1 - Introdução

O ensaio de tracção directa (Pull-off) mede, como o próprio nome o indica, a resistência à tracção do betão de forma directa, ou seja, sem necessidade de estabelecer qualquer relação com qualquer outra propriedade, como acontece, por exemplo, com o ensaio não destrutivo “Break-off test”, que determina a resistência à tracção por flexão.

A técnica deste ensaio consiste em traccionar um disco metálico com dimensões específicas (normalmente 50 mm ou 75 mm de diâmetro), colado à superfície do betão com recurso a uma cola especial (geralmente do tipo epoxi). O arranque do disco é feito por aplicação de uma carga concêntrica e axial através de um parafuso ligado a uma máquina de tracção, reagindo sobre um mecanismo de apoio assente na zona envolvente do disco. Ao ser arrancado o disco induz esforços de tracção directa no material subjacente e arrasta consigo uma camada superficial de betão (Figura 7.1.a). Alternativamente e em situações onde se pretenda avaliar o betão a maior profundidade, para evitar os efeitos da camada superficial ou para determinar a aderência de materiais de reparação, pode ser efectuada uma carotagem parcial. Neste caso, o arranque do disco conduz à extracção de uma carote aproximadamente com o mesmo diâmetro (Figura 7.1.b).

A tensão de rotura à tracção directa fornecida pelo ensaio “Pull-off” - quociente entre a força de tracção na rotura e a secção transversal do disco (ensaio superficial) ou da carote (ensaio por carotagem parcial) - poderá ser correlacionada empiricamente com a resistência à compressão do betão e o ensaio poderá ser usado “in situ” para avaliar a qualidade de zonas próximas da superfície.

O primeiro desenvolvimento moderno do conceito do ensaio “Pull-off” para medição “in situ” da resistência do betão foi efectuada na “Queens University”, em Belfast, nos anos

70 [56]. Estes estudos conduziram ao desenvolvimento do equipamento de ensaio portátil para tracção do disco metálico que ficou conhecido pelo nome de “Limpet”. Outros equipamentos foram desenvolvidos com a mesma finalidade, por exemplo, nos EUA e na Dinamarca (Bond-test).

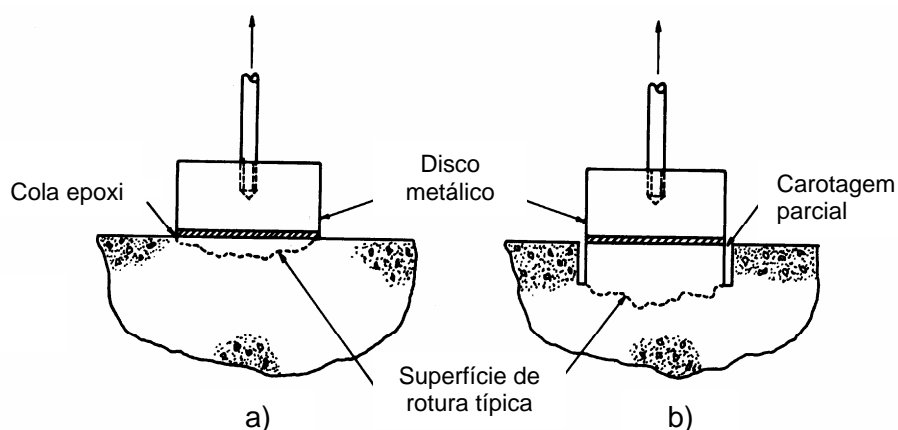


Figura 7.1 – Ensaio de tracção directa (Pull-off) [46]

Na sua essência os equipamentos são semelhantes. Contudo, as diferenças no tipo de materiais constituintes dos discos (por exemplo, alumínio ou aço), nas dimensões dos discos (diâmetro e espessura) e nos próprios procedimentos de ensaio, podem introduzir algumas variações nos resultados [23]. Este aspecto deverá ser tido em conta se se pretendem efectuar comparações entre os valores obtidos com os diferentes equipamentos comercialmente disponíveis.

Por outro lado, deverá ainda referir-se que os resultados obtidos num ensaio superficial diferem muito provavelmente dos resultados por carotagem parcial efectuados no mesmo betão [18, 23, 24] e que, mesmo para esta última técnica, a profundidade de carotagem poderá introduzir também algumas diferenças [23, 24]. Em geral, os ensaios por carotagem parcial requerem uma força de tracção menor que os ensaios superficiais [23].

Em algumas circunstâncias poderá ser adequado o uso de uma correlação geral. Contudo, o mais adequado seria estabelecer uma correlação para cada betão sob investigação e para cada aparelho utilizado [18, 23, 24].

A norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] estabelece alguns parâmetros quanto à configuração e precisão do equipamento de ensaio “Pull-off” e quanto aos procedimentos a adoptar para aceder ao valor da resistência à tracção directa e para estabelecer correlações entre esta grandeza e a resistência à compressão. A variabilidade típica do ensaio “Pull-off” e os intervalos de confiança de 95% para as correlações com a resistência são igualmente tratadas nesta norma.

7.2 - Aplicações

O ensaio de tracção directa foi desenvolvido inicialmente para medir a resistência à tracção do betão “in situ” [24] e esta constitui a sua principal aplicação. A possibilidade de se aplicar carotagem parcial torna-o particularmente adequado para avaliar a resistência da aderência entre duas camadas de betão numa zona de reparação, ou mesmo, entre uma argamassa e um betão ou entre um betão e uma rocha. Bungey e Millard [24] salientam que esta área tem merecido um interesse industrial considerável e que muitas especificações de reparação requerem já ensaios de tracção directa (Pull-off) como parte dos procedimentos de controle de qualidade.

O método de medição da resistência à tracção directa do betão revela-se particularmente adequado para elementos de pequena secção, onde as restrições em termos de localização tornam impeditivas a aplicação de outros ensaios próximos da superfície, de cujo grupo também faz parte. Nestes casos o ensaio poderá ser utilizado com vantagem na monitorização do desenvolvimento da resistência, no controle de qualidade da camada de recobrimento ou na monitorização a longo prazo.

Em comparação com os outros métodos de ensaio próximos da superfície, o ensaio “Pull-off” apresenta como vantagem o facto de permitir estimar a resistência do betão a diferentes profundidades a partir da superfície. Contudo, isto implica que o ensaio seja efectuado por carotagem parcial e, como tal, os danos causados na superfície do betão e a necessidade da sua reparação serão factores a ponderar.

7.3 - Equipamentos de ensaio

Podem ser encontrados diferentes tipos de equipamentos no mercado, apresentando diferentes configurações de ensaio e diferentes sistemas de carga. Alguns desses equipamentos são apresentados a seguir.

O equipamento do tipo “Limpet” (Figura 7.2), correntemente usado no Reino Unido e a que se fez referência no início deste Capítulo, possui uma capacidade de carga de 10 kN, sendo a força de arranque aplicada através de um parafuso de tracção enroscado no eixo de um disco com 50 mm de diâmetro (normalmente em alumínio e com 20 mm de espessura). O equipamento apoia-se na superfície do betão adjacente à zona de ensaio, através de um anel de apoio com 85 mm de diâmetro interior.

O mecanismo é operado manualmente por rotação de uma manivela e a carga de tracção é apresentada num mostrador digital. O fabricante do aparelho recomenda uma taxa de aplicação da carga de 2,4 kN/min.

O “Hydrajaws” (Figura 7.3), para discos de 50 mm de diâmetro, apresenta um sistema de carga diferente do anterior, consistindo num mecanismo assente num tripé (com os centros dos apoios de 18 mm de diâmetro a 24 mm do perímetro do disco). A carga pode ser aplicada por um sistema hidráulico ou mecânico.

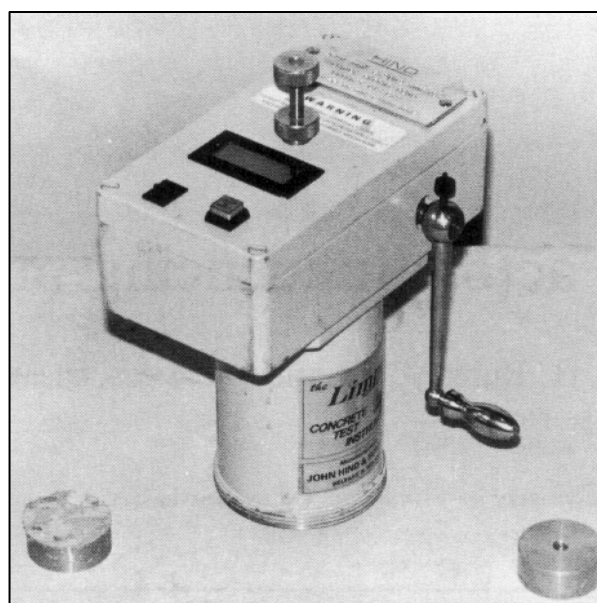


Figura 7.2 – Equipamento de ensaio “Limpet” [23]

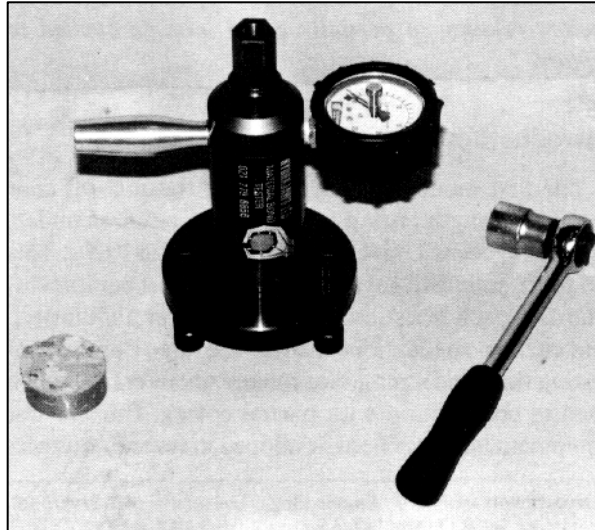


Figura 7.3 – Equipamento de ensaio “Hydrajaws” [23]

Um outro equipamento para aplicação do ensaio “Pull-off”, desenvolvido na Dinamarca, o “Bond-test” da “Germann Instruments Inc.”, merece uma abordagem mais detalhada, por ter sido este o equipamento utilizado na análise experimental do presente trabalho (Figura 7.4).



Figura 7.4 – Equipamento de ensaio “Bond-test”

O equipamento completo para preparação e execução do ensaio “Bond-test” acima referido, com opção por carotagem parcial ou não, envolve quatro conjuntos de equipamentos. São eles:

Conjunto 1

Disco de desbaste, prato de sucção e bomba de vácuo “DSV-Kit”.

Este sistema é o mesmo já descrito para a preparação do ensaio de arranque “Capo-test” (Figura 6.12) e, também neste caso, destina-se a facilitar as operações de fixação dos diferentes equipamentos de forma a manter a sua verticalidade e posição relativa durante as várias fases do ensaio, incluindo: o desbaste da superfície (Figura 7.5), a colagem do disco (Figura 7.6) e a execução da carotagem parcial (Figura 7.7).

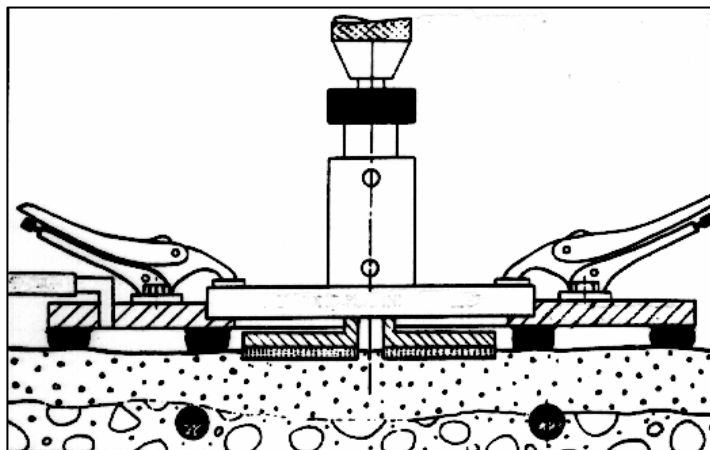


Figura 7.5 – Rectificação por desbaste da superfície [45]

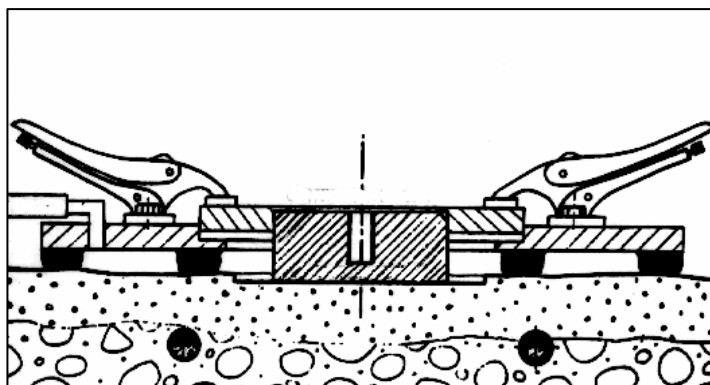


Figura 7.6 – Colagem do disco metálico [45]

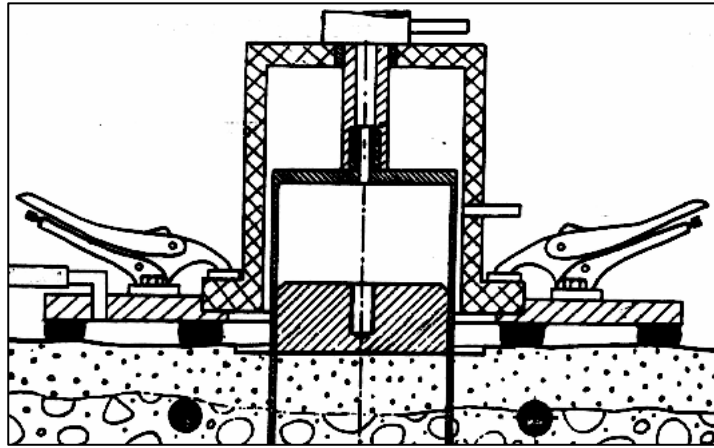


Figura 7.7 – Carotagem parcial (caroteadora tipo “Corecase”) [45]

Conjunto 2

Caroteadora do tipo “Corecase”, que inclui:

- Unidade principal;
- Broca diamantada de alto desempenho com diâmetro de 50 mm ou 75 mm;
- Anéis de posicionamento;
- Ferramentas de ancoragem;
- Alicates de fixação;
- Extractor de carotes;
- Bomba eléctrica para abastecimento de água;
- Ferramentas e outros acessórios.

Em situações em que não seja possível utilizar o prato de sucção para garantir a posição fixa do equipamento de carotagem (Figura 7.7), a caroteadora deverá ser apoiada sobre um anel de posicionamento, conforme se ilustra na Figura 7.8.

Caso seja necessário poderá efectuar-se a fixação do equipamento através de buchas expansivas colocadas numa zona adjacente ao betão para fixar os alicates de pressão (Figura 7.8).

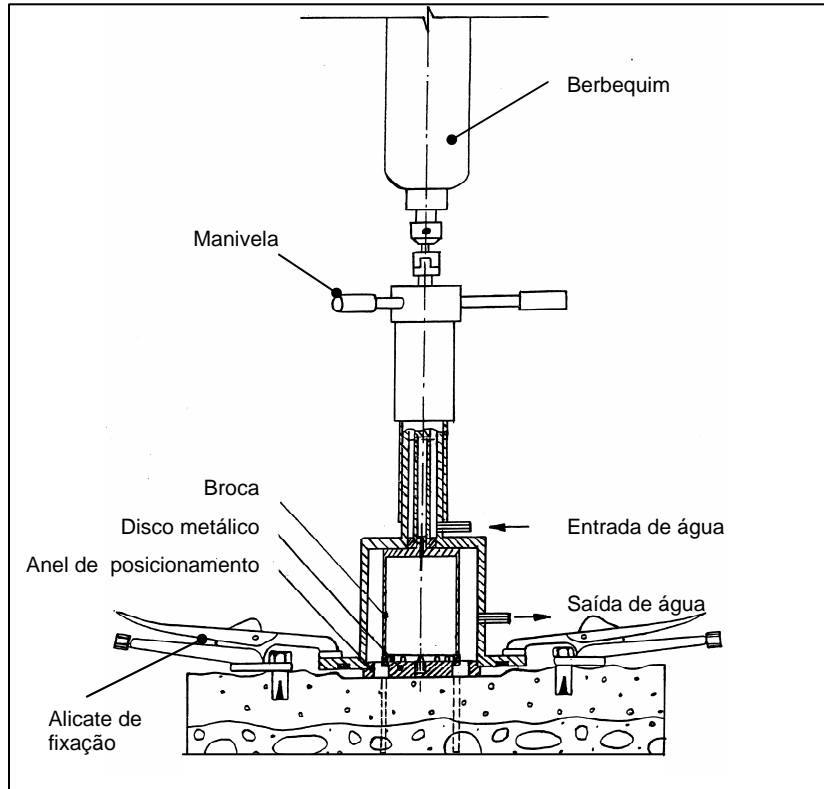


Figura 7.8 – Fixação do equipamento de carotagem em superfícies irregulares [45]

Conjunto 3

Conjunto de preparação “Bond-test”, que inclui os seguintes elementos:

- Discos em aço com diâmetro de 50 mm ou 75 mm e espessura de 30 mm;
- Cola epoxi “GRA” (com resistência à tração superior a 5,5 MPa);
- Rebarbadora com disco em forma de copo para rectificação da superfície em zonas pontuais;
- Secador (para secagem da superfície e/ou da cola epoxi);
- Ferramentas e outros acessórios.

Conjunto 4

Equipamento de arranque do disco, que inclui:

- Máquina hidráulica de tração com capacidade de 0 a 25 kN. Este equipamento é idêntico àquele utilizado no ensaio de arranque (Figura 6.7);

- Anel de apoio (Figura 7.9);
- Peça de posicionamento (Figura 7.9);
- Parafuso de tracção de alta resistência (Figura 7.9);
- Peça de união (Figura 7.9);
- Ferramentas e outros acessórios.

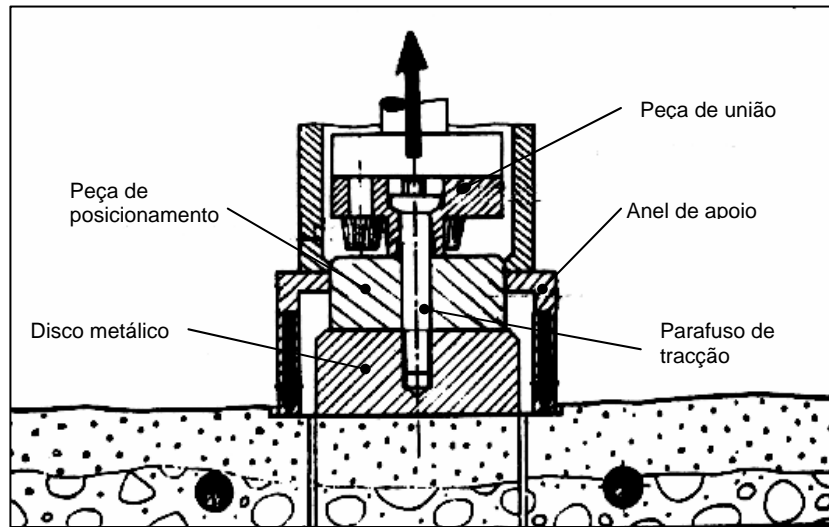


Figura 7.9 – Acessórios do mecanismo de arranque do disco metálico [45]

De acordo com a norma britânica BS 1881:Part 207: 1992 [18], o sistema de carga deverá permitir uma precisão na medição da força aplicada da ordem de 2% da amplitude de leitura prevista.

7.4 - Procedimentos de ensaio

Localização dos ensaios

A norma britânica BS1881: Part 207: 1992 [18] estabelece os seguintes parâmetros no que respeita à localização dos pontos de ensaio:

- 1) Os centros das posições de ensaio devem distanciar-se entre si em pelo menos duas vezes o diâmetro do disco ou da carote;

- 2) Os centros das posições de ensaio devem afastar-se das extremidades do betão em pelo menos uma distância equivalente a uma vez o diâmetro do disco;
- 3) Para ensaios superficiais em superfícies planas (sem desbaste), as armaduras de aço com recobrimentos normais não afectam os resultados;
- 4) Se o ensaio for efectuado por carotagem parcial, as armaduras de aço não devem situar-se dentro do anel definido pela carote, nem sequer a uma profundidade inferior à máxima dimensão do inerte, medida desde a base da carote.

Número mínimo de leituras por localização

A norma britânica BS1881: Part 207: 1992 [18] recomenda um número mínimo de seis leituras válidas para caracterizar uma localização do betão.

Resultados do ensaio

Os resultados do ensaio devem referir-se ao valor da tensão de rotura à tracção, em MPa, e o valor médio arredondado ao múltiplo de 0,1 MPa [18]. Note-se que a tensão de rotura é obtida dividindo-se a carga de rotura pela secção transversal do disco metálico, no caso do ensaio superficial, ou pela secção transversal da carote (que pode diferir ligeiramente do disco), no caso do ensaio por carotagem parcial.

Validação dos resultados

A norma britânica BS1881:Part 207: 1992 [18], que coincide com a recomendação dos autores Bungey e Madandoust [23], considera o ensaio nulo se existirem quaisquer indícios de rotura por aderência entre o disco e a cola, ou entre a cola e o betão.

Execução do ensaio "Pull-off" do tipo "Bond-test"

1) A localização do ensaio é seleccionada de acordo com o procedimento acima descrito e se existirem armaduras estas devem ser localizadas e o recobrimento estimado;

2) A superfície deve apresentar-se lisa e limpa. Caso contrário, procede-se à sua rectificação através do disco de desbaste até se obter uma superfície completamente lisa e com alguns inertes grossos expostos. O disco poderá ser apoiado no prato de sucção, conforme se ilustrou na Figura 7.5. Nas situações em que não seja possível utilizar o prato de sucção, como acontece em secções estreitas, o desbaste poderá ser efectuado segurando firmemente o mecanismo de desbaste e exercendo uma pressão suficiente para que ele permaneça fixo na superfície. Usualmente é possível desbastar a superfície a seco [45]. Contudo, se forem necessárias profundidades maiores, de 2 a 3 mm, deve ser fornecida água ao disco.

A máquina de desbaste deixa sempre uma pequena saliência de betão no centro da área rectificada. Esta saliência pode ser removida muito facilmente com recurso à rebarbadora com disco em forma de copo.

3) A superfície de ensaio deverá ser previamente limpa e desengordurada para assegurar uma boa aderência. Se esta se apresentar húmida, deve proceder-se à sua secagem com um secador.

A cola do tipo epoxi “GRA” da “Germann Instruments Inc” é fornecida em dois componentes, sendo um deles em forma de pó e o outro líquido. Quando completamente endurecida apresenta uma resistência à tracção superior a 5,5 MPa. O tempo de cura é de cerca de 5 minutos a 20 °C. Poderá ser usado um secador para acelerar o processo.

Poderão ser utilizados outros tipos de colas. A título de exemplo, na análise experimental do presente trabalho foram utilizados dois tipos de cola à base de resinas epoxi: a cola “GRA” acima referida e a cola do tipo “Icosit KC 220/60” da “Sika”. Esta última, também fornecida em dois componentes (ambos líquidos), necessitou cerca de 24 horas de cura e, de acordo com o fabricante, possui uma resistência de colagem à tracção que ronda os 4,5 MPa. Foi, por isso, utilizada em betões da gama de resistência normal.

O disco pode ser centrado com recurso ao prato de sucção e à peça de posicionamento, conforme se ilustrou na Figura 7.6. De outra forma deverá assegurar-se que este se posicione perfeitamente centrado na área de ensaio.

4) Se se optar por efectuar o ensaio por carotagem parcial, o fabricante recomenda que essa operação seja efectuada nesta fase [45]. Contudo, o disco poderá ser também colado ao betão após carotagem.

Adoptando-se o primeiro procedimento, a caroteadora do tipo “Corecase” é colocada sobre o disco, devidamente ancorada ao prato de sucção conforme se ilustrou na Figura 7.7. Se não for possível utilizar o prato de sucção deve ser utilizado o anel de nivelamento, assente sobre a zona rectificada do betão, de modo a manter a caroteadora perpendicular ao disco. Neste caso a máquina pode ser firmemente pressionada contra o anel de nivelamento de forma manual ou, alternativamente, poderão utilizar-se os alicates de fixação, ancorando-os ao betão adjacente através de buchas expansivas (Figura 7.8).

A broca da caroteadora é lubrificada por circulação de água e a sua progressão é feita por rotação da manivela no sentido anti-horário. Uma vez atingida a profundidade desejada, a broca deve ser retirada com o berbequim ainda em funcionamento.

5) O parafuso de tracção é introduzido na peça de união, seguido da peça de posicionamento e é enroscado no disco metálico por rotação no sentido anti-horário. Deverá garantir-se que a peça de união possa rodar.

O anel de apoio é então colocado sobre a superfície do betão. O conjunto é ilustrado nas Figuras 7.9 e 7.10a. A máquina hidráulica de tracção é então completamente distendida, ligada à peça de união e ajustada por rotação da manivela até que a folga existente seja eliminada.

6) O ensaio é completado efectuando-se a tracção do disco por rotação da manivela da máquina hidráulica no sentido horário (Figura 7.10b). A carga deve ser aplicada a uma taxa constante, sem mudanças bruscas que precipitem a rotura. O fabricante do aparelho recomenda uma rotação completa da manivela cada 2 segundos [45], enquanto a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] recomenda uma taxa de $0,05 \pm 0,03$ MPa/s.

Durante o carregamento deverá observar-se o movimento do ponteiro de forma a registar a carga máxima (Figura 7.10c). O valor obtido é arredondado ao múltiplo de 0,1 kN, segundo o fabricante [45]. A forma de rotura deverá ser igualmente registada.

Na Figura 7.11 ilustra-se uma rotura por carotagem parcial considerada válida.

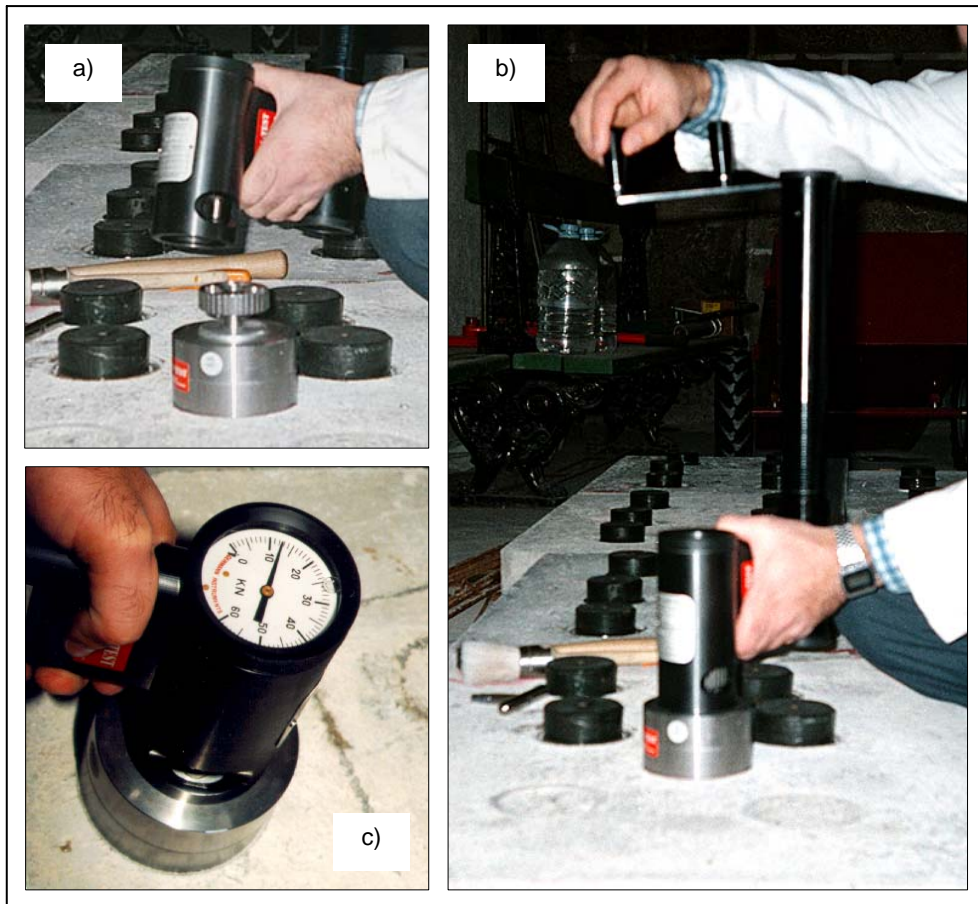


Figura 7.10 – Execução do ensaio “Pull-off” usando o sistema “Bond-test”



Figura 7.11 – Rotura típica de um ensaio “Pull-off” por carotagem parcial

7) A carga máxima na rotura lida no mostrador do aparelho é convertida em carga de rotura real (corrigida), em kN, a partir de tabelas de calibração da máquina hidráulica de tracção fornecidas pelo fabricante e que acompanham o aparelho.

8) Finalmente, é calculada a tensão de rotura à tracção (Pull-off), dividindo-se a carga de rotura real pela secção transversal do disco ou da carote consoante os casos. O valor final deverá ser arredondado ao múltiplo de 0,1 MPa, conforme já referido.

7.5 - Factores que afectam as correlações com a resistência

Os factores que afectam as correlações entre a tensão de rotura à tracção directa “Pull-off” e a resistência à compressão do betão podem ser divididos em duas categorias: os factores inerentes à própria composição do betão e os factores práticos inerentes ao equipamento e procedimentos de ensaio.

Factores inerentes à composição do betão

Tem sido referido que a relação entre a força de tracção “Pull-off” e a resistência à compressão depende de factores como a idade, tipo e máxima dimensão do inerte, condições de cura e tipo de cimento [46]. Contudo, Long e Murray [55] consideram que as variações introduzidas por estes factores são pequenas. Isto será provavelmente válido para betões com inertes de massa volúmica normal.

Estudos experimentais relativamente recentes efectuados por Bungey e Madandoust [23] revelaram a existência de correlações diferentes para diferentes tipos de inertes leves que, por sua vez, se mostraram muito diferentes daquelas obtidas em betões com inertes de massa volúmica normal. Esta tendência é ilustrada na Figura 7.12.

A influência do tipo de inerte é também referida na norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18]. De facto, de entre os factores inerentes à composição do betão que afectam os resultados, o tipo de inerte é o único que merece uma referência nesta norma.

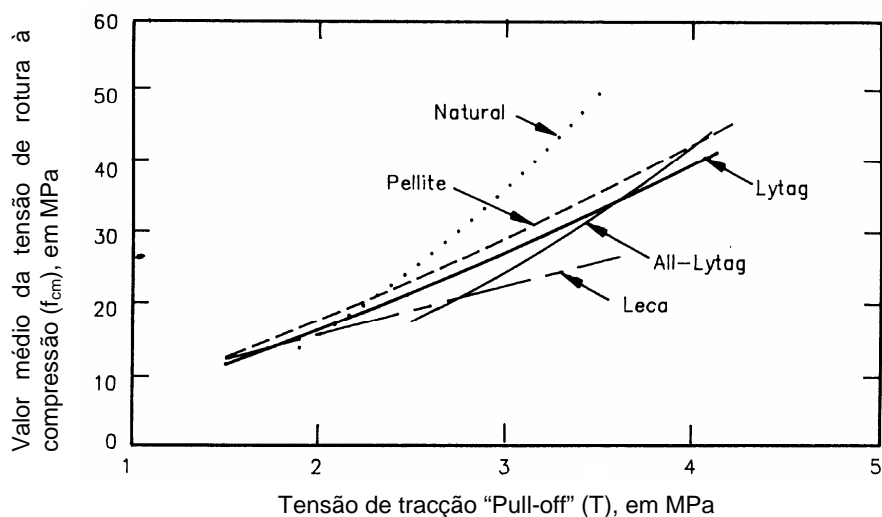


Figura 7.12 - Tensão de tração "Pull-off" versus resistência à compressão para diferentes tipos de inertes [23]

Factores práticos inerentes ao equipamento e procedimentos de ensaio

Os factores práticos inerentes ao equipamento e procedimentos de ensaio que têm merecido a atenção dos investigadores, por serem susceptíveis de influenciar os resultados, são os seguintes:

- 1) O material constituinte do disco, em termos de módulo de elasticidade;
- 2) As proporções do disco, em termos da relação espessura /diâmetro;
- 3) O efeito da carotagem parcial, em termos de variação da profundidade;
- 4) A influência do sistema de reacção,
- 5) A taxa de aplicação da carga.

Uma das investigações mais significativas a este respeito deve-se a Bungey e Madandoust [23]. Essa investigação teve por base uma vasta campanha de ensaios laboratoriais "Pull-off" em betões com inertes leves e em betões com inertes naturais (massa volúmica normal). Os ensaios foram realizados quer à superfície quer por carotagem parcial (a diferentes profundidades) utilizando diferentes sistemas de carga e discos de diferentes materiais (aço ou alumínio) com diferentes proporções. A investigação envolveu ainda

estudos teóricos (por elementos finitos), os quais vieram a revelar uma boa concordância com os resultados experimentais.

Bungey e Madandoust [23] constataram que a rigidez do disco (material e proporções do disco) exerce uma influência significativa e, em algumas circunstâncias, os resultados são também afectados pelo módulo de elasticidade do betão. Os ensaios superficiais revelaram diferenças em relação aos ensaios por carotagem parcial e, nestes últimos, a profundidade de carotagem revelou-se também importante.

Para ensaios superficiais, utilizando discos com diâmetro fixo de 50 mm e relações espessura/diâmetro relativamente pequenas, os estudos teóricos revelaram uma maior concentração de tensões na zona central e numa banda estreita junto à periferia do disco. Para a mesma relação espessura/ diâmetro, os discos de aço mostraram sempre uma distribuição mais uniforme das tensões em comparação com os discos de alumínio, em consequência do seu maior módulo de elasticidade. Por outro lado, a concentração de tensões mostrou-se mais evidente em betões com maior módulo de elasticidade. A menor uniformidade na distribuição de tensões traduziu-se na prática em menores valores da tensão "Pull-off".

Aumentando a espessura dos discos, os estudos por elementos finitos revelaram um consequente aumento da uniformidade de tensões e o efeito do módulo de elasticidade do betão passou a ser desprezável. O aumento da rigidez dos discos traduziu-se num aumento dos valores da tensão "Pull-off" obtidos por análise experimental.

O limite da relação espessura/diâmetro, a partir do qual os resultados não são afectados, dependerá do material do disco [23], como se observa na Figura 7.13.

Na Figura 7.13 pode observar-se que para assegurar uma distribuição uniforme de tensão em discos de 50 mm de diâmetro e, em consequência, uma carga de rotura máxima, a espessura do disco de aço deve ser de pelo menos 20 mm (40% do diâmetro), enquanto que para discos em alumínio deve ser de pelo menos 30 mm (60% do diâmetro). Estes valores foram obtidos num betão típico com resistência média à compressão de 30 MPa.

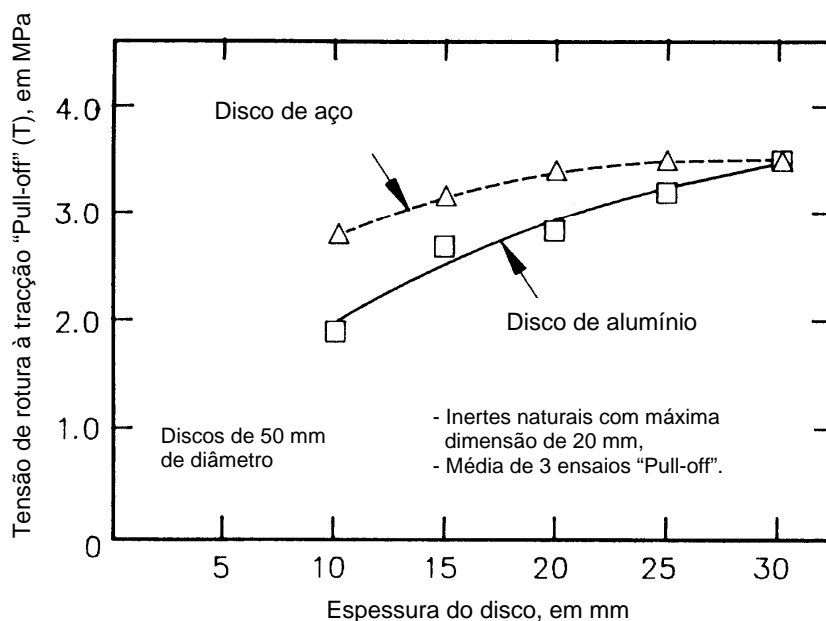


Figura 7.13 – Influência da relação espessura/diâmetro do disco no ensaio “Pull-off” [23]

Estas observações coincidem com os requisitos impostos pela norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18]. Esta norma estabelece que a espessura do disco deve ser igual ou superior a 40% do seu diâmetro. Contudo, em nota de rodapé, a mesma norma considera desejável que no caso de serem utilizados discos em alumínio essa relação suba para 60%, de modo a assegurar uma distribuição uniforme das tensões no betão.

Ao avaliarem o efeito da carotagem parcial, Bungey e Madandoust [23] constataram uma redução do valor da tensão “Pull-off” com a profundidade de carotagem. Contudo, esta redução parece estabilizar para profundidades de carotagem superiores a 20 mm. Este facto levou os autores a concluir que os resultados por carotagem parcial não podem ser directamente comparados com os resultados obtidos num ensaio superficial e, no caso de ser efectuada carotagem parcial, a profundidade mínima deverá ser de pelo menos 20 mm.

Apesar de existirem variações nas configurações de apoio entre os diferentes sistemas comercialmente disponíveis, os autores consideram que os resultados não são provavelmente afectados desde que exista uma distância livre mínima entre o disco e o anel de apoio ou os pés do tripé (se for o caso). Pelo menos para a distância verificada nos sistemas “Limpet” e “Hydrajaws” não foram detectadas variações [23].

A taxa de aplicação da carga carece de um estudo mais detalhado. Contudo, para valores normais (recomendados pela BS 1881: Part 207: 1992 [18]), as variações serão provavelmente pouco significativas.

7.6 - Obtenção de correlações com a resistência

7.6.1 - Correlações laboratoriais

Os procedimentos gerais definidos na Secção 2.4.3. para as correlações laboratoriais podem ser aplicados a este método de ensaio. Contudo, importa neste momento analisar alguns dos procedimentos correntemente usados e introduzir algumas informações mais específicas relativas a este método.

Forma e número de provetes

Quando o ensaio de tracção directa é efectuado na superfície do betão, as correlações podem ser estabelecidas directamente a partir dos provetes de referência. Neste caso, o ensaio “Pull-off” é efectuado no próprio provete cúbico padrão de 150 mm de aresta, em duas faces laterais (em relação à betonagem), e previamente ao ensaio à compressão.

Em estudos efectuados em betões com inertes leves e inertes naturais, Bungey e Madandoust [23] verificaram que a resistência à compressão de cubos de 150 mm de aresta não foi afectada pelos ensaios prévios “Pull-off” (superficiais) realizados nas duas faces opostas do mesmo provete. Esta conclusão permite justificar o procedimento acima referido.

Quando o ensaio de tracção directa é efectuado por carotagem parcial, o maior volume de betão removido terá provavelmente como consequência uma maior concentração de tensões no interior do provete cúbico e a resistência será certamente reduzida devido a esse efeito. Contudo, estes ensaios poderão ser igualmente efectuados em provetes cúbicos adicionais de 150 mm de aresta fabricados a partir da mesma amassadura dos provetes cúbicos de referência, também com 150 mm de aresta.

Em alternativa aos procedimentos anteriores, os ensaios de tracção directa poderão ser realizados numa laje com dimensões suficientes para alojar o número de ensaios necessários. A resistência à compressão poderá ser estimada por provetes cúbicos padrão conservados juntamente com a laje ou, preferivelmente, através de carotes extraídas dessa laje. As carotes deverão ser ensaiadas nas mesmas condições em que foram realizados os ensaios “Pull-off” (mesma maturidade e humidade).

Número mínimo de ensaios

A norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] considera necessários pelo menos seis ensaios de tracção directa válidos para caracterizar uma localização. Este número parece ser adequado se forem utilizados provetes prismáticos de maiores dimensões que os provetes padrão para obtenção de correlações (por exemplo, lajes). Quando o ensaio é realizado em provetes cúbicos padrão, existem referências a um número mínimo de ensaios compreendido entre 3 e 6 [23].

Para caracterizar a resistência à compressão tem sido recomendado um número mínimo de três ensaios em provetes cúbicos padrão [18, 24].

Forma das correlações

Arlindo [46] refere que de um modo geral as correlações obtidas entre a tensão de rotura à compressão e a força de tracção (Pull-off), são representadas por uma função de potência do tipo a seguir indicado:

$$f_{cm} = A \cdot F^B$$

Onde:

f_{cm} = valor médio da tensão de rotura à compressão numa localização,

F = força de tracção (Pull-off),

A e B são constantes.

Em consequência, é de esperar que as relações entre as tensões de rotura à compressão e à tracção (Pull-off) do betão sejam do mesmo tipo.

7.6.2 - Correlações “in situ”

Também neste caso, o processo conducente à obtenção de correlações “in situ” entre a resistência à compressão e a tensão de rotura à tracção directa (Pull-off), deverá reger-se pelos procedimentos de âmbito geral já apresentados na Secção 2.4.3.

7.7 - Interpretação dos resultados

Não existem actualmente muitos valores disponíveis acerca da variabilidade dos ensaios “Pull-off”, ou mesmo acerca dos limites de confiança das correlações com a resistência.

7.7.1 - Variabilidade do próprio ensaio

De acordo com a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18], o coeficiente de variação de um conjunto de valores medidos numa determinada localização, sob condições verificadas “in situ”, é provavelmente próximo de 10%.

Long e Murray [56] referem coeficientes de variação para o ensaio “Pull-off” da ordem dos 8% e 20%, respectivamente, para determinações em laboratório e “in situ”, considerando apenas as leituras válidas.

7.7.2 - Limites de confiança das correlações com a resistência

Para ensaios realizados sob condições laboratoriais, a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18] admite que os limites de confiança de 95% para as correlações com a resistência à compressão, se situem num intervalo de variação de $\pm 15\%$, em relação ao valor médio obtido a partir de seis leituras válidas.

Uma curva de correlação típica proposta por Long et al [54] é ilustrada na Figura 7.14. É também referido por estes autores que factores como a idade, tipo de inerte e tamanho, ar ocluído, tensão de compressão e cura exercem apenas influências marginais nesta relação.

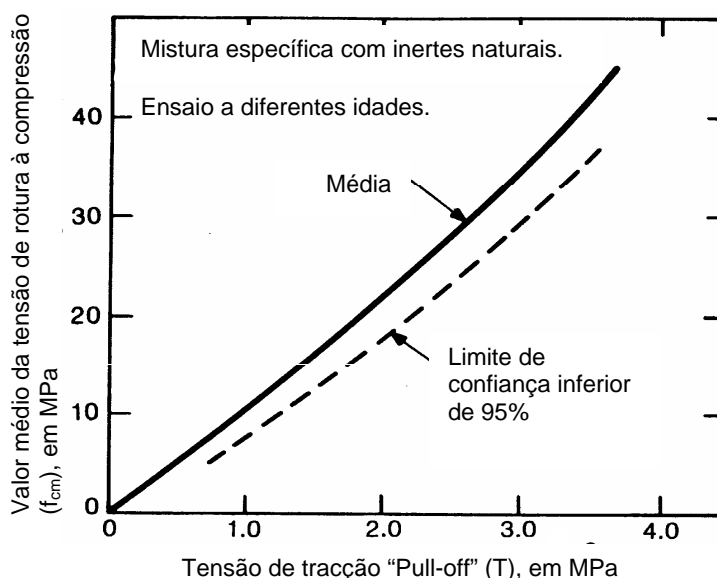


Figura 7.14 – Correlação típica entre a tensão de tracção “Pull-off” e a resistência à compressão em cubos [54]

7.8 - Conclusões

Os ensaios “Pull-off” permitem determinar a resistência à tracção directa do betão “in situ”. A possibilidade deste ensaio ser aplicado por carotagem parcial permite ainda que essa propriedade do betão seja medida a diferentes profundidades a partir da superfície.

A medição da resistência à tracção directa justifica, por si só, a importância do ensaio em muitos campos de aplicação. Um desses campos de aplicação no qual o ensaio “Pull-off” se tem destacado tem sido a medição da aderência entre camadas de reparação de betões ou outras situações similares, como sejam, por exemplo, a aderência entre a superfície de base e o betão ou argamassas projectados.

A possibilidade de se estabelecer, para um determinado equipamento de ensaio e para um determinado betão, uma relação entre a tensão de rotura à tracção “Pull-off” e a tensão de rotura à compressão, tem-se mostrado igualmente útil na estimativa da

resistência à compressão do betão “in situ”. Também neste caso, a carotagem parcial possibilita a eliminação de efeitos superficiais indesejáveis nas medições e, por outro lado, permite que essas medições sejam efectuadas a maior profundidade, representando melhor a massa interior do betão.

Tem sido verificado que factores práticos como a rigidez dos discos (módulo de elasticidade e dimensões) e os procedimentos de ensaio podem afectar os resultados da tensão de tracção última “Pull-off”. Tem-se verificado igualmente que os resultados do ensaio superficial diferem daqueles obtidos por carotagem parcial e que, para esta última técnica, a profundidade de carotagem é igualmente importante. Um factor inerente à composição do betão que tem sido referido como sendo susceptível de influenciar o resultado do ensaio é o tipo de inerte.

No sentido de eliminar tais factores, tem sido recomendada a produção de correlações específicas para cada betão em estudo e para cada aparelho utilizado e a adopção de procedimentos bem definidos. Seguindo este critério, e para ensaios realizados sob condições laboratoriais, a norma britânica BS 1881: Part 207 [18] situa os limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência no intervalo de variação de $\pm 15\%$, tendo por base o valor médio estimado a partir de seis leituras válidas.

O ensaio “Pull-off” tem-se revelado especialmente útil em elementos de pequena secção, já que as limitações impostas relativamente às distâncias mínimas entre pontos de ensaio ou entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre do betão são menos condicionantes comparativamente a outros ensaios próximos da superfície.

**ENSAIOS COMPLEMENTARES
EM CAROTES “PADRÃO”**

CAPÍTULO 8 - ENSAIOS COMPLEMENTARES EM CAROTES “PADRÃO”

8.1 - Introdução

Os ensaios que requerem a extracção de amostras da própria estrutura, nomeadamente carotes, integram-se no grupo dos ensaios secundários, tal como aliás sucede com os métodos não destrutivos. Contudo, distinguem-se destes, não só por serem susceptíveis de provocar danos significativos nos elementos estruturais, mas também, por exigirem o tratamento e ensaio posterior das amostras em laboratório.

O ensaio à compressão de carotes extraídas de um betão endurecido constitui um dos ensaios secundários mais eficazes de avaliação da resistência à compressão “in situ” e a sua aplicação é já bem conhecida. Para além da estimativa da resistência, estas amostras permitem ainda uma inspecção visual directa de zonas interiores da massa do betão e a determinação de propriedades físicas, tais como, a densidade, absorção de água, permeabilidade, ou mesmo, a tensão indirecta à tracção por compressão diametral. As análises químicas em laboratório serão igualmente possíveis a partir das mesmas carotes.

As principais limitações do ensaio de carotes são os custos envolvidos, o relativamente elevado consumo de tempo, os danos que causa aos elementos em betão e a natureza local dos resultados. Bungey e Millard [24] recomendam, por isso, que as carotes sejam utilizadas em conjunto com algumas outras forma de ensaio, menos trabalhosas e menos destrutivas, permitindo, desta forma, reduzir o seu número ao mínimo necessário e aumentar a área de intervenção.

As recomendações quanto aos procedimentos de carotagem, ensaio e interpretação dos resultados poderão ser encontradas, por exemplo, na norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15], na norma americana ASTM C42 [8], nas recomendações do ACI 318 [3] e ainda nas orientações fornecidas pelo “Concrete Society Technical Report 11”

[29]. Note-se, que as normas nacionais de diferentes países poderão diferir ligeiramente entre si e conduzir, igualmente, a resultados diferentes.

8.2 - Aplicações

A determinação da resistência “in situ”, a partir do ensaio à compressão de carotes extraídas da própria estrutura, pode ser requerida em situações onde existam dúvidas acerca da validade dos ensaios de controle e dos resultados da verificação da conformidade, ou simplesmente, por eles não se encontrarem disponíveis ou não serem apropriados como, por exemplo, numa estrutura antiga, danificada ou deteriorada. Em geral, aplicam-se em situações em que é exigido um grau de precisão elevado e para o qual não se encontre resposta nos ensaios não destrutivos, ou em situações em que é necessário confirmar os resultados obtidos por estes últimos.

8.3 - Procedimentos

8.3.1 - Escolha da localização dos ensaios e das dimensões das carotes

Localização dos pontos de carotagem

A opção pela localização dos pontos de carotagem dependerá, em grande parte, dos objectivos do ensaio. Esses objectivos poderão traduzir-se, quer na estimativa do valor da resistência em zonas críticas da estrutura ou de uma parte suspeita de ter sido danificada, quer na estimativa de um valor representativo de toda a estrutura, em cujo caso, será necessário identificar zonas típicas em vez de zonas críticas.

Como se sabe, os ensaios não destrutivos constituem uma ferramenta muito útil no estudo da variabilidade do betão e na detecção de zonas críticas e, juntamente com a previsão da distribuição de tensões nos elementos estruturais, complementam a decisão quanto à localização dos pontos de carotagem tendo em vista a concretização dos

objectivos definidos para a investigação. Este facto foi, aliás, referido por inúmeras vezes ao longo deste trabalho e foram muitos, também, os autores que recomendaram este procedimento. Recorda-se que a localização dos ensaios, tendo por base uma análise da tendência da variabilidade do betão em diferentes elementos estruturais, foi discutida na Secção 2.3.3.

É sabido que a presença de armaduras nas carotes introduz incertezas na determinação da resistência à compressão das mesmas [3, 8, 15, 24, 29, 67], para além dos danos sérios que pode causar nos elementos estruturais. Também neste caso, a solução poderá ser encontrada nos ensaios não destrutivos que permitem a detecção de armaduras, por exemplo, o conhecido “Covermeter”.

Dimensões das carotes “padrão”

Para as carotes destinadas à determinação da resistência à compressão, a norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15] recomenda que seja adoptado de preferência um diâmetro de 150 mm, mas admite que este se situe entre 100 mm e 150 mm. Também a norma americana ASTM C42 [8] especifica um diâmetro mínimo sensivelmente igual (4 in \cong 100 mm). Ambas, normas britânica [15] e americana [8], referem que a razão entre o diâmetro da carote e a máxima dimensão do inerte não deve ser inferior a 3.

Na prática, a escolha do diâmetro poderá ser também influenciada pelo comprimento máximo da carote que se consegue obter num determinado elemento. O comprimento da carote deve ser tal que a relação comprimento/diâmetro para o ensaio de resistência se situe entre 1 e 2 [15, 24], mas de preferência a norma britânica BS 1881: Part 120 [15] e a “Concrete Society” [29] recomendam que essa relação se situe entre 1,0 e 1,2. A opção por estas dimensões fica a dever-se a razões de custos de carotagem, perigosidade, variabilidade ao longo do comprimento e influência da geometria do provete no ensaio à compressão.

8.3.2 - Carotagem, leituras, preparação dos provetes e inspecção visual

Operação de carotagem

O procedimento inicia-se posicionando e fixando a caroteadora à superfície do betão de forma a garantir a verticalidade da broca diamantada face à mesma. Accionado o motor do aparelho e verificado o fornecimento de água suficiente para lubrificar a broca, inicia-se o seu avanço lento, normalmente por rotação de uma manivela. É fundamental manter-se uma pressão uniforme sobre a manivela, mais do que a sua rotação constante, e por isso a carotagem deve ser efectuada por um operador experiente. Quando se atinge a profundidade desejada interrompe-se a carotagem e retira-se a carote, geralmente, por introdução de uma cunha no espaço deixado quando se retira a broca.

O procedimento de carotagem termina com a identificação da carote e com a anotação da sua localização e orientação precisas em relação ao elemento de onde foi retirada. De acordo com a norma britânica BS 1881: Part 120 [15], a orientação de cada carote deve ser referida à direcção de betonagem. Na Figura 8.1 ilustra-se esse modo de referência.

Bungey e Millard [24] recomendam que seja efectuada uma fotografia da carote, a qual poderá ser útil para referência futura como confirmação da inspecção visual.

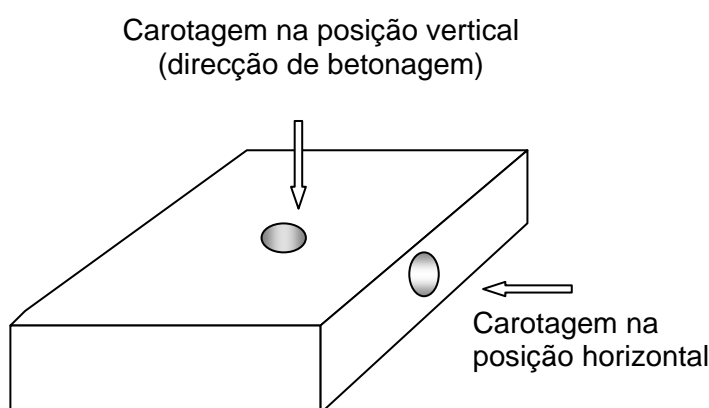


Figura 8.1 - Direcções de carotagem

Leituras

Uma vez no laboratório, deverão ser efectuadas as seguintes leituras nas carotes (antes e após a preparação dos provetes): diâmetro médio e altura do provete (arredondadas ao milímetro); dimensões e posição das armaduras em relação à carote; massa e densidade de cada carote.

Preparação das extremidades das carotes

Quando for necessário reduzir as dimensões da carote, esta deve ser cortada perpendicularmente ao seu eixo longitudinal. O desgaste da superfície por abrasão é o método preferível para preparar as extremidade das carotes quando se destinam ao ensaio de compressão. Se este método for impraticável, podem ser utilizados, alternativamente, os métodos de capeamento.

Determinação da densidade do betão saturado

A densidade do betão saturado presente nas carotes pode ser determinada da seguinte forma [29]:

- 1- medir o volume (V_u) das carotes depois de cortadas (pesagens hidrostáticas);
- 2- determinar a densidade do material de capeamento (D_c);
- 3- determinar a massa (W_t) e volume (V_t) das carotes saturadas e com a superfície seca depois de efectuado o capeamento (pesagens hidrostáticas);
- 4- após o ensaio de compressão retirar as armaduras e medir a sua massa (W_s) e volume (V_s);

A densidade do betão saturado de água (D_a) é dada pela expressão:

$$D_a = \frac{W_t - D_c \cdot (V_t - V_u) - W_s}{V_u - V_s} \quad (8.1)$$

Inspeção visual

Cada carote deve ser examinada para identificar possíveis evidências de segregação e para avaliar o tipo, forma e máxima dimensão dos inertes [15].

Se o objectivo do ensaio for estimar a resistência potencial, será ainda necessário avaliar a porosidade do betão em termos de excesso de vazios. Essa avaliação poderá ser feita de duas formas:

i) Por comparação da superfície das carotes com fotografias padrão de porosidades conhecidas e que são fornecidas pela norma britânica BS 1881: Part 120 [15] ou pelo relatório da “Concrete Society” [29];

ii) A partir do conhecimento dos valores da densidade potencial em cubos padrão e da densidade do betão saturado obtida em carotes [29]:

$$E_v = \frac{D_p - D_a}{D_p - 500} \cdot 100\% \quad (8.2)$$

Onde:

E_v = estimativa do excesso de vazios,

D_p = densidade potencial baseada em valores obtidos em provetes cúbicos padrão do mesmo betão ensaiados aos 28 dias de idade,

D_a = densidade do betão saturado obtida em carotes pela Equação 8.1.

8.3.3 - Ensaio à compressão das carotes

Preparação dos provetes para ensaio

De acordo com os procedimentos das normas britânica BS1881:Part 120 [15] e americana ASTM C42 [8], as carotes devem ser ensaiadas na condição de saturadas de água. Assim, após o capeamento, os provetes devem ser mantidos em água a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ pelo menos por 48 horas antes do ensaio [15]. O ACI 318 [3] prevê a hipótese das carotes serem ensaiadas nas mesmas condições de serviço da estrutura.

Execução do ensaio

A carote deve ser colocada na máquina de ensaio perfeitamente centrada e não deve ser usado qualquer material auxiliar entre os pratos da prensa e as superfícies da carote. A aplicação da carga deverá ser constante e à taxa de 0,2 MPa/s a 0,4 MPa/s até à rotura [15]. Deve-se registar sempre o tipo de rotura.

Após o ensaio, calcula-se e regista-se a tensão de rotura à compressão de cada carote, dividindo a carga máxima pela área transversal, determinada através do diâmetro médio. O resultado final deve ser aproximado ao múltiplo de 0,5 MPa mais próximo [15].

8.4 - Factores que afectam os resultados

8.4.1 - Introdução

Bungey e Millard [24] dividem os factores que influenciam a medição da resistência à compressão das carotes em duas categorias básicas: aqueles que se devem às características do betão e aqueles que se devem às variáveis do ensaio.

8.4.2 - Influências devidas às características do betão

Condições de humidade

A condição de humidade da carote influencia a medição da resistência. Por exemplo, um provete saturado apresenta geralmente uma resistência entre 10% a 15% inferior àquela obtida no mesmo provete no estado seco [24]. Neville [67] relata, como típicos, valores para o betão no estado seco da ordem de 10% superiores aos do mesmo betão ensaiado saturado. As diferenças entre as condições relativas de humidade da carote na altura do ensaio e do betão de onde procede devem ser tidas em conta na estimativa da resistência actual “in situ”.

Condições de cura

As condições de cura e, em consequência, o desenvolvimento da resistência de uma carote e do elemento de onde procede, poderão ser diferentes desde o instante em que a carote foi extraída até ao seu ensaio. Este efeito é muito difícil de contabilizar, mas, enquanto que para betões com alguma maturidade pode ser ignorado, para betões com menos de 28 dias será um factor a ter em conta [24].

Porosidade do betão

Quando se pretende estimar a resistência potencial do betão referida a provetes cúbicos (Secção 8.5.3), a partir dos resultados do ensaio à compressão de carotes extraídas do betão, é necessário ter em conta a maior porosidade geralmente verificada “in situ” (nas carotes) quando comparada com os provetes moldados. Em circunstâncias normais essa diferença, que se denomina excesso de vazios, é inferior a 2,5% [24]. Contudo, este aumento de porosidade será suficiente para provocar uma redução da resistência.

A Figura 8.2 mostra um diagrama proposto no relatório técnico n.º11 da “Concrete Society” [29] para correcção desta influência. O valor da estimativa da resistência potencial do betão referida a provetes cúbicos (Secção 8.5.3) é corrigido multiplicando-o pelo factor de correcção do excesso de vazios (F_v) determinado no gráfico da Figura 8.2.

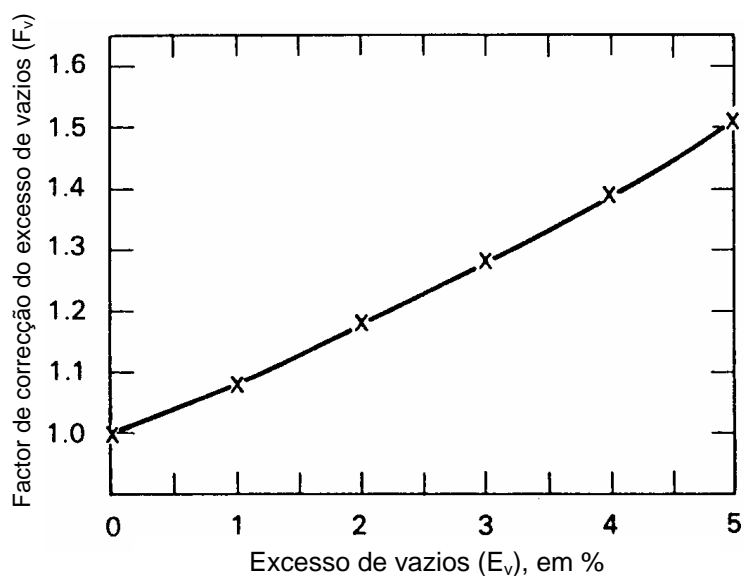


Figura 8.2 – Factor de correcção para contabilizar o efeito do excesso de vazios [29]

8.4.3 - Influências devidas às variáveis de ensaio

Relação comprimento/diâmetro

À medida que a relação comprimento/diâmetro da carote aumenta, a resistência diminui devido aos efeitos da forma dos provetes na distribuição de tensões durante o ensaio de compressão [24, 32, 67].

Neville [67] refere que nos casos em que a resistência das carotes se destina a ser relacionada com a resistência de cilindros padrão (comprimento/diâmetro = 2), deve também adoptar-se uma relação comprimento/diâmetro próxima de 2 para as carotes. Quando, por outro lado, os provetes cúbicos são utilizados como provetes padrão, existe alguma vantagem em utilizar carotes com relação comprimento/diâmetro de 1, porque os cilindros com esta relação têm resistências muito próximas daquelas obtidas em cubos. Para valores da relação entre 1 e 2, será necessário aplicar-se um factor de correcção. Carotes com relações comprimento/diâmetro inferiores a 1 fornecem valores menos adequados [24, 67].

Diâmetro da carote

O diâmetro da carote pode influenciar a resistência medida e a sua variabilidade. A resistência do betão diminuirá geralmente à medida que a dimensão dos provetes aumenta [24, 32, 67]; para diâmetros acima de 100 mm este efeito será pequeno, mas para diâmetros menores pode tornar-se significativo [24]. É geralmente aceite que uma relação entre o diâmetro mínimo e a máxima dimensão do inerte da ordem de 3 é necessária para que a variabilidade do ensaio seja aceitável [24]. Em geral a precisão dos resultados diminui à medida que a relação entre a máxima dimensão do inerte e o diâmetro das carotes aumenta [24]. É, ainda, necessário ter em conta que o corte do betão efectuado durante a carotagem deixa os inertes da superfície envolvente parcialmente embebidos no betão, ao contrário dos cilindros padrão onde estes estão rodeados pela pasta de cimento. Este facto, só por si, é susceptível de reduzir o valor da resistência.

Direcção de carotagem

Em consequência dos efeitos da anisotropia do betão, a resistência de um betão extraído por carotagem na vertical, relativamente à direcção de betonagem, será provavelmente maior que aquela obtida em provetes extraídos por carotagem na horizontal, no mesmo betão [24]. Neville [67] considera que esta diferença pode ser devida, em parte, à presença de água exsudada retida no betão, considerando que este efeito é semelhante àquele que ocorre em provetes cúbicos.

A norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15] inclui, na expressão de cálculo da resistência à compressão equivalente em cubos, um factor que permite contabilizar o efeito da orientação da carote em relação à posição de betonagem, assumindo que os valores obtidos por carotagem na horizontal são 8% inferiores em relação àqueles efectuados na posição vertical. Contudo, Neville [67] considera que nos casos em que não exista exsudação de água retida no betão, tal correcção para carotes extraídas na horizontal pode não ser adequada. O mesmo autor refere que uma das causas possíveis da menor resistência obtida por carotagem na horizontal pode também estar nas dificuldades da sua execução prática.

Localização na estrutura

A localização na estrutura da qual procede pode afectar a resistência da carote. Se esta foi retirada numa zona do betão sob tensões de tracção, a sua resistência pode ser baixa devido à presença de fendas e, em consequência, conduzir a um resultado falso. A posição da carote com respeito à altura dos elementos verticais pode ser também relevante. As carotes usualmente apresentam menor resistência perto do topo da estrutura, seja um pilar, uma parede, uma viga ou até uma laje.

Material de capeamento

Desde que o material de capeamento tenha resistência superior à do betão ensaiado e que se apresente compacto, com boa aderência, liso, perpendicular ao eixo da

carote e com uma camada não excessivamente fina, a influência do capeamento será insignificante em termos práticos [24].

Os materiais convencionais de capeamento apresentam geralmente uma tensão de rotura à compressão inferior à do betão de alta resistência e não transmitem a carga de forma uniforme, conduzindo a uma redução no valor da resistência [42]. Por estas razões, Price e Hynes [79] consideram preferível, para betões de alta resistência, a rectificação das carotes por desgaste em vez do capeamento.

Presença de armaduras

É por vezes referido que a presença de armaduras provoca uma redução nos valores da resistência à compressão inferior a 10%, mas as variáveis referentes às suas dimensões, localização e aderência torna virtualmente impossível obter grande precisão nesta previsão [24].

A informação acerca da influência resultante da presença de armaduras transversais embebidas em carotes é contraditória. Neville [67] relata investigações de alguns autores onde não se registou nenhuma redução da resistência e outras onde se obtiveram reduções entre 8 e 18%. Para além da dimensão das armaduras, a sua posição relativa na carote parece também influenciar o resultado. Por exemplo, a norma britânica BS 1881: Part 120 [15] contabiliza um efeito maior quanto mais afastada a armadura se encontra da extremidade da carote. Contudo, Neville [67] considera que quaisquer factores de correcção para contabilizar os efeitos das armaduras transversais envolvem grandes incertezas e que a presença de armaduras paralelas ao eixo das carotes não é aceitável.

A norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15] propõe factores de correcção para contabilizar o efeito das armaduras nas situações em que estas são perpendiculares ao eixo das carotes. A correcção é efectuada multiplicando o factor de correcção que a seguir se indica pelo valor da estimativa da resistência “in situ” referida a provetes cúbicos, obtida pela expressão indicada na Secção 8.5.2. A mesma correcção aplica-se à estimativa da

resistência potencial referida a provetes cúbicos, obtida pela expressão indicada na Secção 8.5.3.

Os factores de correcção propostos pela BS 1881:Part 120:1983 [15], são:

i) Carotes contendo um único varão:

$$F_c = 1,0 + 1,5 \frac{\phi_r \cdot d}{\phi_c \cdot l} \quad (8.3);$$

ii) Para carotes contendo dois varões, afastados de uma distância inferior ao diâmetro do varão maior, considera-se apenas o varão correspondente ao maior valor de $(\phi_r \cdot d)$ e utiliza-se a Equação 8.3;

iii) Para carotes contendo dois varões, afastados de uma distância superior ao diâmetro do varão maior:

$$F_c = 1,0 + 1,5 \frac{\sum \phi_r \cdot d}{\phi_c \cdot l} \quad (8.4)$$

Onde:

- F_c = factor de correcção
- ϕ_r = diâmetro do varão;
- ϕ_c = diâmetro da carote;
- d = distância do eixo do varão à extremidade mais próxima da carote;
- l = comprimento da carote antes do capeamento.

8.5 - Estimativa da resistência equivalente em cubos

8.5.1 - Introdução

O resultado do ensaio à compressão de uma carote fornece uma indicação da resistência à compressão do betão “in situ”, no ponto de onde esta foi extraída. Este valor é referido a um determinado provete com forma, dimensões e proporções geralmente diferentes daquelas especificadas para os provetes padrão, cúbicos ou cilíndricos.

A estimativa da resistência equivalente em cubos a partir do resultado do ensaio à compressão obtido numa determinada carote deve, à partida, contar com os seguintes dois factores principais [24]:

i) O efeito da relação comprimento/diâmetro da carote, o qual requer um factor de correcção, para converter a resistência da carote em resistência equivalente em cilindros padrão (comprimento/diâmetro = 2);

ii) Conversão da resistência de cilindros ($l/d = 2$) para a resistência equivalente em cubos usando uma correlação adequada.

Os factores de correcção da influência resultante da relação comprimento/diâmetro, adoptados pelas normas americana ASTM C42 [8] e britânica BS 1881:Part 120 [15], são ilustrados graficamente na Figura 8.3. Contudo, parecem existir indicações de que esta relação depende também do nível de resistência do betão e que os betões de alta resistência são menos afectados pela relação comprimento/diâmetro do provete [67].

Neville [67] considera que, para betões de resistências muito baixas, os factores de conversão da relação $l/d < 2$ para $l/d = 2$, usando a norma ASTM C42 [8] e, mais ainda, a norma BS 1881: Part 120 [15], poderão sobrestimar os valores da resistência.

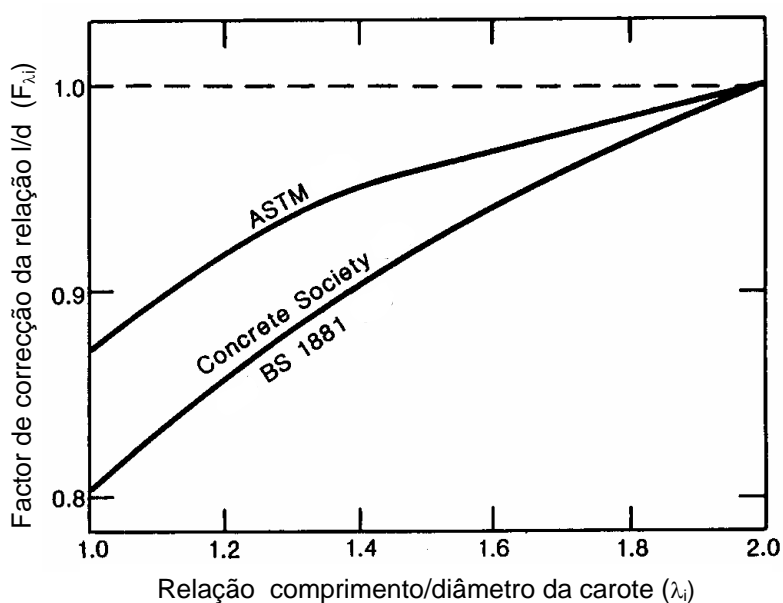


Figura 8.3 – Influência da relação comprimento/diâmetro das carotes [24]

O factor de conversão da resistência em cilindros ($l/d=2$) para cubos, apresentada na BS 1881:Part 120:1983 [15], baseia-se na relação média geralmente aceite de que a resistência à compressão em cubos é 1,25 vezes maior que aquela obtida em cilindros ($l/d =2$) do mesmo betão ou, colocado de outra forma, a razão média entre as resistências de um cilindro ($l/d=2$) e de um cubo é de 0,8. Contudo, não existe nenhuma relação simples entre estas resistências.

Neville [67] relata investigações onde a razão entre as resistências de um cilindro e de um cubo aumenta fortemente com o aumento do nível de resistência do betão, atingindo valores próximos de 1 para resistências acima de 100 MPa. Factores como as condições de humidade do provete na altura do ensaio podem também afectar esta relação [67].

A norma europeia adoptada em Portugal NP_ENV 206:1993 [72] inclui uma tabela de correspondência entre a resistência em cilindros ($\phi =150\text{mm}$ e $l =300\text{mm}$) até os 50 MPa e a resistência em cubos padrão de 150 mm de aresta, baseada numa razão entre as resistências de cilindros e cubos que ronda os 0,8. O “CEB-FIP Design Code” [27] fornece uma tabela equivalente de correspondência até aos 50 MPa mas, acima deste valor, a razão entre as resistências em cilindros e em cubos sobe progressivamente, atingindo 0,89 quando a resistência em cilindros é 80 MPa.

Bungey e Millard [24] alertam também para este facto e salientam a necessidade de se efectuar uma análise cuidada da relação entre as resistências em cilindros ($l/d=2$) e cubos, especialmente quando se lida com carotes de betão de alta resistência.

8.5.2 - Estimativa da resistência “in situ” referida a provetes cúbicos

A norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15] fornece a expressão que a seguir se indica (Equação 8.5) para a obtenção de uma estimativa da resistência “in situ” referida a provetes cúbicos e que se aplica a betões sem armaduras. Esta expressão considera os factores de correcção da Figura 8.3 relativa ao efeito comprimento/diâmetro, juntamente com a admissão de uma diferença de 6% entre uma carote em que os inertes da superfície foram cortados relativamente ao cilindro moldado, uma redução de 15% para corrigir o efeito

da superfície superior mais fraca dos cilindros padrão correspondentes, antes da conversão em resistência equivalente em cubos através do factor de 1,25, e uma redução de 8% para os valores obtidos por carotagem na vertical, em relação à direcção de betonagem [24].

$$ECS (i) = \frac{D}{1,5 + \frac{1}{\lambda_i}} \cdot f_{ci,\lambda_i} \quad (8.5)$$

Onde:

- ECS (i) é a estimativa da resistência à compressão “in situ” equivalente em cubos, obtida a partir da carote (i);
- D é igual a 2,5 para carotagens efectuadas na posição horizontal (em relação à betonagem);
- D é igual a 2,3 para carotagens efectuadas na posição vertical (em relação à betonagem);
- λ_i é igual à relação comprimento/diâmetro da carote i (após a sua preparação);
- f_{ci,λ_i} é a tensão de rotura à compressão da carote (i) com a relação comprimento/diâmetro igual a λ_i .

Os resultados finais da Equação 8.5 deverão ser arredondados ao múltiplo de 0,5 MPa mais próximo.

Correcções

Na eventualidade das carotes incorporarem armaduras transversais, os valores obtidos na Equação 8.5 deverão ainda ser corrigidos de acordo com o procedimento descrito no Sub-Capítulo 8.4 (Factores que afectam os resultados), conformes, também, com a norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15]. Note-se que, neste caso, não se aplicam correcções devidas ao excesso de vazios, já que se pretende estimar a resistência “in situ”.

8.5.3 - Estimativa da resistência potencial referida a provetes cúbicos

Enquanto que a estimativa da resistência “in situ” referida a provetes cúbicos pode ser obtida com uma precisão razoável, o mesmo não se poderá dizer da estimativa da resistência potencial.

Bungey e Millard [24] referem que a estimativa da resistência potencial a partir dos resultados dos ensaios à compressão de carotes tem-se tornado pouco popular devido à dificuldade de se contabilizar todos os parâmetros envolvidos. Num estudo laboratorial realizado por Teles e Barbosa [87], que envolveu três betões diferentes, é possível observar-se que a resistência potencial obtida em provetes cúbicos padrão (150 mm de aresta) entre os 2 e os 28 dias de idade, revelou sempre valores superiores à resistência equivalente em cubos, estimada a partir da resistência à compressão de carotes extraídas de lajes do mesmo betão (por aplicação da norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15]), compactadas e curadas de forma idêntica à dos provetes cúbicos. Em geral é visível que a diferença entre esses dois valores se acentua à medida que a idade e a resistência aumentam. As resistências médias à compressão desses betões, em provetes padrão e aos 28 dias de idade, oscilaram entre os 34 MPa e os 48 MPa.

Num trabalho realizado por Price e Hynes [79] em betões de alta resistência (entre 91 MPa e 101 MPa, aos 28 dias, em cubos de 100 mm de aresta) é possível observar-se um comportamento semelhante. A resistência potencial medida em cubos de 100 mm de aresta foi sempre superior à resistência equivalente em cubos (ECS) da mesma idade, obtida pelo ensaio de carotes e por aplicação da norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15], mas, referida às condições “in situ” (provetes secos). Até aos 90 dias a taxa de crescimento da resistência potencial foi sempre superior àquela obtida na resistência equivalente em cubos (ECS). Contudo, essas diferenças foram mais significativas até aos 28 dias, praticamente estabilizando a partir dessa idade. Verificou-se também que entre os 28 e os 90 dias o aumento da resistência equivalente em cubos (ECS) foi relativamente pouco significativo.

Referindo-se aos trabalhos de Murphy [65] e Plowman [76] et al, Neville [67] considera existirem evidências de que, na prática, o betão “in situ” experimenta um ganho

pequeno em resistência após os 28 dias.

Vários relatórios [62, 65] sugerem que mesmo sob excelentes condições de colocação e cura é improvável que a resistência obtida a partir de carotes exceda 70% a 85% da resistência de provetes moldados.

Em ensaios realizados em betões de alta resistência (cerca de 80 MPa, referida a cilindros padrão), até um ano de idade do betão, Yuan et al [92] verificaram que a resistência “in situ” (cura entre 23 °C e 33 °C) determinada por carotes ($\phi = 100$ mm, $l = 200$ mm) segundo a norma americana ASTM C42 [8] mas ensaiados secos, foi sempre inferior àquela obtida em provetes cilíndricos moldados ($\phi = 150$ mm, $l = 300$ mm) curados de forma normalizada. Em média, a primeira representava cerca de 75% da segunda. Verificaram, também, que ao fim de um ano a resistência obtida através das carotes se aproximava da resistência em cilindros moldados obtida aos 28 dias de idade.

O relatório n.º11 da “Concrete Society” [29] apresenta as Equações 8.6 e 8.7 para estimar o valor da resistência potencial a partir de um número mínimo de 4 carotes:

i) Carotagem na posição horizontal, em relação à posição de betonagem.

$$PCS(i) = \frac{3,25}{1,5 + \frac{1}{\lambda_i}} \cdot f_{ci,\lambda_i} \quad (8.6)$$

ii) Carotagem na posição vertical, em relação à posição de betonagem.

$$PCS(i) = \frac{3,00}{1,5 + \frac{1}{\lambda_i}} \cdot f_{ci,\lambda_i} \quad (8.7)$$

Onde:

- PCS (i) é a estimativa da resistência potencial à compressão em cubos,
- f_{ci,λ_i} é a tensão de rotura à compressão de uma carote com a relação comprimento/diâmetro igual a λ_i .

Correcções

De acordo com o relatório n.º11 da “Concrete Society” [29], acima referido, aos resultados obtidos nas Equações 8.6 e 8.7 aplicam-se as correcções devidas à presença de armaduras perpendiculares ao eixo das carotes, caso existam, e as correcções devidas ao excesso de porosidade, ambas descritas no Sub-Capítulo 8.4 (Factores que afectam os resultados) em conformidade com a mesma norma.

8.6 - Interpretação dos resultados

8.6.1 - Variabilidade do próprio ensaio

O coeficiente de variação provável para os resultados do ensaio à compressão de carotes é de cerca de 6%, quando estas são adequadamente extraídas e testadas [24]. A “Concrete Society [29] refere valores típicos de 3% a 6% para carotes de 150 mm de diâmetro.

8.6.2 - Limites de confiança da estimativa da resistência

Resistência equivalente “in situ” referida a provetes cúbicos

Para um grupo de n carotes, extraídas numa determinada localização de acordo com os procedimentos definidos na norma britânica BS 1881: Part 120 [15], os limites de confiança de 95% ao estimar a resistência equivalente “in situ” referida a provetes cúbicos situar-se-ão, provavelmente, no intervalo de variação de $\pm 12/\sqrt{n}$ % em relação ao seu valor médio [24].

Resistência potencial referida a provetes cúbicos

Em situações ideais e tendo por base o ensaio de pelo menos quatro carotes, os limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência potencial do betão situar-se-ão,

provavelmente, no intervalo de variação de $\pm 15\%$ em relação ao seu valor médio [24]. As incertezas introduzidas pela presença de armaduras, compactação ou cura podem conduzir a uma variação de $\pm 30\%$ para o mesmo intervalo de confiança [24].

8.7 - Conclusões

É inegável que o ensaio à compressão de carotes “padrão” extraídas de uma estrutura é uma das técnicas mais conhecidas e mais frequentemente utilizadas quando se pretende avaliar com elevada precisão a resistência do betão “in situ”. Ela é frequentemente solicitada em situações onde existem dúvidas acerca da validade dos ensaios de controle de qualidade e dos resultados da verificação da conformidade ou quando estes não se encontram disponíveis ou não são adequados, por exemplo, numa estrutura antiga, danificada ou deteriorada. Comparativamente aos ensaios não destrutivos apresenta como vantagem a sua maior precisão.

Apesar de em determinadas circunstâncias particulares a extração de carotes não prejudicar o desempenho das estruturas, ela não é tida geralmente como uma técnica não destrutiva. É, porém, considerado um método secundário ou complementar destinado a avaliar algumas das propriedades do betão “in situ”.

Tem sido salientada a vantagem de se restringir a carotagem ao mínimo necessário, complementando-se a sua utilização com uma aplicação extensiva de ensaios não destrutivos para localizar as zonas críticas em termos de resistência.

É sobejamente conhecido que a determinação do valor médio da resistência de um conjunto de carotes extraídas de uma localização do betão de uma estrutura permite quantificar localmente a resistência absoluta (real) desse betão, referida a carotes com determinada geometria e que podem ser ensaiados nas mesmas condições de serviço da estrutura ou na situação mais desfavorável, ou seja, quando saturados de água.

Não obstante, para que este valor possa ser comparado com aqueles especificados nos regulamentos para verificação da conformidade, é necessário convertê-lo em resistência

“in situ” equivalente em cubos ou em resistência potencial equivalente em cubos. Qualquer destas conversões constitui apenas uma mera estimativa já que se baseia em ábacos e expressões que contabilizam as influências devidas, quer às características do betão, quer às variáveis de ensaio. São geralmente considerados factores de correcção devidos por exemplo, à relação altura/diâmetro, à relação entre a resistência em cilindros e cubos, à direcção de carotagem, à presença de armaduras, ao excesso de porosidade, etc.

Os procedimentos que definem tais conversões podem variar de norma para norma e de país para país. Por esse motivo tem sido recomendado que seja previamente acordado entre as partes intervenientes o procedimento a adoptar antes de se proceder à carotagem.

É consensualmente reconhecida a dificuldade em contabilizar os efeitos das diferenças entre a maturidade de um betão colocado numa estrutura e aquela que supostamente teria o mesmo betão aos 28 dias em provetes moldados e curados em laboratório. Por esse motivo, a estimativa de um valor para a resistência potencial a partir de carotes para verificação da conformidade não tem merecido grande credibilidade.

Tem sido referido como sendo mais adequada a determinação do valor da resistência equivalente “in situ” em provetes cúbicos, já que esta corresponde à estimativa da resistência efectivamente verificada “in situ”. Tem sido também referido que, se este valor corresponde a uma zona crítica, o limite inferior do intervalo de confiança para a estimativa da resistência com 95% de confiança pode ser directamente comparado com o valor mínimo da resistência de cálculo. Eventualmente, poderá ser determinado um valor médio de um conjunto de ensaios em localizações críticas e aplicado um factor de segurança para contabilizar os efeitos da variabilidade do ensaio, possível falta de homogeneidade do betão e futura deterioração.

DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

CAPÍTULO 9 – DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

9.1 - Introdução

No âmbito do presente trabalho foi seleccionado um conjunto de ensaios não destrutivos de acordo com critérios que tiveram por base o facto destes serem o mais universalmente conhecidos, já com vasta aplicação em betões da gama de resistência normal, fáceis de operar e relativamente económicos ao ponto de justificar a sua aplicação corrente. Entre estes ensaios incluem-se: o ensaio de dureza superficial, o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons, o ensaio de medição da resistência à penetração, o ensaio de arranque e o ensaio de tracção directa.

Da revisão bibliográfica efectuada nos capítulos precedentes pode-se inferir que o ensaio de dureza superficial demonstrou ser de grande utilidade em betões da gama de resistência normal, enquanto que para betões da gama de alta resistência não se têm encontrado referências significativas.

Uma primeira tentativa para explicar a inexistência de tais referências poderia ser ensaiada, atribuindo-se o facto à circunstância do betão de alta resistência ser um material relativamente recente do ponto de vista da sua aplicação. Porém, será também necessário considerar outras razões que possam ter sido impeditivas da sua utilização, como sejam, a resposta dos equipamentos existentes e a validade das correlações para alta resistência.

Tradicionalmente este método de ensaio é aplicado em idades jovens do betão, o que poderá levar a pensar em valores de resistência relativamente baixos. Porém, é necessário lembrar que para betões de resistência muito elevada, a tensão de rotura à compressão aos 3 dias de idade supera facilmente os 60 MPa, o que representa já valores significativos.

Pelo exposto, depreende-se que a aplicação dos ensaios de dureza superficial só poderá revelar-se útil em betões de alto desempenho, quer na estimativa da resistência,

quer na sua aplicação mais corrente que constitui a análise comparativa, se for possível demonstrar a validade das suas correlações para valores de resistência superiores àqueles normalmente utilizados. Este constitui, portanto, o objectivo principal deste estudo no que a este método diz respeito.

Concretamente, pretende-se avaliar a “aplicabilidade” dos ensaios de dureza em betões de alta resistência com recurso aos equipamentos hoje existentes e frequentemente aplicados em betão de resistência normal. Saliencia-se, contudo, que o objectivo não será questionar o método em si, mas o comportamento de um tipo de esclerómetro em especial, nomeadamente, o esclerómetro do Tipo N, com uma energia de impacto de 2,207 N.m. Esclerómetros de Schmidt com energias de impacto superiores poderão revelar comportamentos diferentes quando aplicados à gama de betões em causa.

Na abordagem efectuada ao método de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons foram referidos os seus diferentes campos de aplicação. Em geral, as aplicações relativas à detecção de defeitos, medição da profundidade de fendas e da espessura da camada superficial, são aplicações cuja precisão não depende do nível de resistência do betão. Contudo, para aplicações como a estimativa da resistência ou do módulo de elasticidade poderá verificar-se, a partir de um determinado nível de resistência, uma perda de sensibilidade nas correlações entre estas grandezas e a velocidade de propagação dos ultra-sons, devido sobretudo à forma exponencial que adquire este tipo de relação [14, 24, 79].

A norma britânica [14] recomenda, por exemplo, precauções especiais na análise das estimativas a partir dos 60 MPa, enquanto Bungey e Millard [24] referem valores da ordem dos 40 MPa. No presente trabalho pretende-se avaliar a possibilidade do método de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ser aplicado em gamas de resistências superiores àqueles tradicionalmente utilizadas em obras correntes.

Um outro ensaio não destrutivo discutido na revisão bibliográfica foi o ensaio de medição da resistência à penetração. Para este método foram descritas basicamente duas técnicas de ensaio diferentes: a técnica da Pistola de Windsor, já perfeitamente estabelecida

e normalizada em diferentes países, mas cuja aplicação se limita a betões de resistência normal (até 50 MPa, em cubos de 150 mm de aresta), e uma técnica alternativa de ensaio, nunca antes usada com esta finalidade e cuja aplicação é testada neste trabalho experimental pela primeira vez, quer para betões da gama de resistências normal, quer para betões de alta resistência.

De forma a estabelecer uma base de comparação que permitisse inferir acerca da adequabilidade desta nova técnica de ensaio (técnica do pistão), entendeu-se por conveniente estabelecer, para betões da gama de resistências normal, uma comparação com a técnica de Windsor. Para tal, os ensaios foram aplicados simultaneamente no mesmo betão e os resultados obtidos, expressos em termos de distância exposta, foram correlacionados com a resistência à compressão de provetes cúbicos padrão do mesmo betão, produzidos e curados de forma idêntica. A forma das correlações assim obtidas, para as duas técnicas, foi comparada entre si.

Uma vez avaliada e, aliás, confirmada, a aptidão da técnica do pistão (Máquina Alternativa de Ensaio) em betões de resistência normal [57], procedeu-se à aplicação deste mesmo ensaio em betões de alta resistência, introduzidas as necessárias alterações em termos de dimensões do prego e do nível de carga impulsora dos fulminantes. Os resultados obtidos nesta gama de resistências revelaram-se igualmente promissores [59]. A variabilidade dos resultados obtidos em betões da gama de alta resistência com esta nova técnica de ensaio, é apresentada e discutida neste trabalho, assim como as correlações obtidas com a resistência à compressão e os respectivos limites de confiança.

O ensaio de arranque “Pull-out” mereceu a abordagem mais extensa na revisão bibliográfica, justificada pela excelente aptidão que tem demonstrado na estimativa da resistência à compressão do betão e pelo interesse que tem despertado, sobretudo nos anos mais recentes. Apesar de possuir já cerca de três décadas de aplicação em betões da gama de resistência normal, a sua aplicação em betões de alta resistência é relativamente recente. Existem já no mercado equipamentos com capacidade de carga suficiente para ensaiar esta nova gama de resistências e têm sido já desenvolvidos alguns trabalhos nesta

área. A análise experimental que se apresenta neste trabalho tem por objectivo avaliar as correlações entre a força de arranque e a tensão de rotura à compressão dos betões equivalente em cubos, medida através de carotes. Esta correlação será comparada com correlações típicas encontradas na bibliografia consultada.

Por último, resta referir o ensaio de medição da tracção directa "Pull-off". Se bem que a aplicação principal deste ensaio não seja propriamente a estimativa da resistência "in situ", esta constitui uma das suas aplicações possíveis. A sua aplicação para este efeito tem sido referida em betões da gama de resistências normal. A possibilidade desta técnica ser alargada a betões de alta resistência carece ainda de um estudo nesse sentido. A análise experimental que se apresenta neste trabalho propõe-se analisar esta possibilidade.

Apesar de não constituir o objectivo principal deste estudo, será apresentada uma análise dos resultados entretanto obtidos neste trabalho para o ensaio à compressão de carotes extraídas dos provetes de ensaio (lajes). Esta análise justifica-se, já que este constitui afinal um dos métodos secundários ou complementares mais eficazes e mais conhecidos para estimar a resistência "in situ", se bem que não seja considerado um método não destrutivo.

Tendo em vista a prossecução dos objectivos que foram estabelecidos para este trabalho experimental, procedeu-se à análise da aplicação das diferentes técnicas de ensaio não destrutivas acima listadas na estimativa da tensão de rotura à compressão de betões de alta resistência, nomeadamente, através de correlações estabelecidas laboratorialmente.

No sentido de atribuir uma maior abrangência à análise experimental e de permitir estabelecer um intervalo comum a outros trabalhos de referência já existentes, entendeu-se, também, por conveniente, alargar o estudo das correlações a betões da gama de resistência normal.

Deste modo, foi possível avaliar, de forma sequencial, um intervalo compreendido numa escala de resistências à compressão entre os 17 MPa e os 82 MPa, medida em provetes cúbicos de 150 mm de aresta. No seu conjunto, a série de ensaios envolveu a formulação de 11 composições de betões diferentes, que proporcionaram a obtenção de

outros tantos conjuntos de provetes. Seis dessas composições foram classificadas como possuindo resistência normal, sendo as restantes de alta resistência.

Do ponto de vista do objectivo das correlações, interpretado à luz da abordagem efectuada na Secção 2.4.3, poderá ainda dizer-se que se pretende com esta análise experimental, avaliar a qualidade de uma vasta gama de betões a partir de correlações laboratoriais.

Para o estabelecimento das correlações foram seguidos predominantemente os procedimentos preconizados nas normas britânicas (BS) e americanas (ASTM), se bem que em alguns casos tenham sido introduzidas ligeiras alterações.

Os procedimentos recomendados pelos organismos de normalização acima referidos, no que respeita aos ensaios não destrutivos em questão, foram já amplamente discutidos nos capítulos precedentes. Recorda-se que na maioria dos casos está prevista a possibilidade de serem utilizados provetes padrão para estabelecer correlações laboratoriais entre as grandezas medidas pelos ensaios não destrutivos e resistência à compressão dos betões. Não obstante, de forma a tornar mais efectiva a comparação entre os diferentes métodos, entendeu-se ser adequada a execução de todos os ensaios não destrutivos (os ensaios discutidos neste trabalho entenda-se) num mesmo provete prismático de referência, com maiores dimensões (lajes).

Os ensaios de dureza superficial, velocidade de propagação de ultra-sons e resistência à penetração foram efectuados nessas lajes aos 28 dias de idade e a resistência do betão colocado na laje foi avaliada pelo ensaio à compressão, também aos 28 dias de idade, de pelo menos três provetes cúbicos da mesma amassadura, produzidos e curados da mesma forma.

Os ensaios de arranque e de tracção directa foram aplicados nas mesmas lajes em idades compreendidas entre os oito meses e um ano, sendo, neste caso, a resistência à compressão do betão avaliada pela resistência equivalente em cubos, estimada pelo ensaio de carotes “padrão”.

9.2 - Procedimentos de ensaio

9.2.1 - Fabricação dos provetes para ensaio

9.2.1.1 - Introdução

A geometria dos provetes de ensaio foi condicionada, quer pela necessidade de alojar todos os ensaios previstos, quer pelas exigências normativas ou pelas recomendações de diferentes autores da bibliografia consultada, no que respeita ao cumprimento de distâncias mínimas entre pontos de ensaio, entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre do betão, ou mesmo quanto à espessura mínima do provete.

Foi já referido que das 11 composições de betões formuladas para este trabalho, seis foram classificadas como sendo da gama de resistência normal e as restantes cinco como sendo de alta resistência.

Para o estudo, caracterização ou classificação dos componentes dos diferentes betões, seguiram-se as Normas Portuguesas e as Especificações do LNEC. Assim, o cimento foi classificado de acordo com a NP2064 [71]; As propriedades dos inertes foram determinadas de acordo com a NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40] e LNEC E248 [37]; Os adjuvantes foram utilizados em conformidade com a Especificação do LNEC E374 [41]; Foi utilizada água potável nos termos definidos pela Especificação do LNEC E372 [39]; As propriedades do betão fresco foram avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e a Especificação do LNEC E228 [35]; A tensão de rotura à compressão foi avaliada de acordo com a Especificação do LNEC E226 [34]; A cura para avaliação da resistência potencial processou-se de acordo com a Especificação do LNEC E255 [38] e, finalmente, o estudo da composição dos betões (tendo por suporte o método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas seguintes referências bibliográficas [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].

No que se segue, descreve-se em pormenor a formulação de tais composições e os materiais utilizados, a sua amassadura e compactação, bem como, o tipo e geometria dos provetes de ensaio.

9.2.1.2 - Betões da gama de resistência normal

Geometria dos provetes

Cada um dos seis conjuntos de provetes utilizados para caracterizar a gama de resistências normal incluiu um provete prismático com dimensões médias de 750 mm x 550 mm x 170 mm e 8 provetes cúbicos de 150 mm de aresta.

Caracterização dos betões

As composições dos betões utilizados foram designadas pelas siglas N15, N27, N29, N30, N31 e N33. Os pormenores relativos às dosagens e outros parâmetros que classificam tais composições, podem ser encontrados no Anexo A.1.1.

A composição N15 foi utilizada inicialmente para produzir uma laje de betão, destinada unicamente a testar a aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio na medição da resistência à penetração, de modo a determinar o tipo de sonda e o nível de carga mais adequado para o fulminante. Posteriormente, decidiu-se utilizá-la juntamente com as restantes lajes para estabelecer as correlações entre a resistência à compressão medida a partir de carotes e as grandezas medidas, quer pelos ensaios de arranque, quer pelos ensaios de tracção directa. À excepção dos parâmetros da curva de Faury ($A=24$ e $B=1,5$), que conduziram a uma curva de referência com um módulo de finura de 4,767, todos os restantes são idênticos àqueles definidos para as outras cinco lajes da gama de resistência normal.

As composições dos betões da gama de resistências normal que compõem as restantes 5 lajes foram dimensionadas com base numa curva de referência de Faury caracterizada pelos parâmetros $A = 30$ e $B = 2$, admitindo-se um raio médio do molde igual à máxima dimensão do inerte, ou seja, $R/D = 1$. A máxima dimensão do inerte utilizado foi de 25,4 mm. Estes parâmetros conduziram à obtenção de uma curva de referência de Faury com o módulo de finura de 4,426.

A fixação dos parâmetros de Faury e a sua manutenção em todas estas misturas teve por objectivo manter constante a distribuição granulométrica da mistura dos vários componentes e, desta forma, reduzir possíveis influências sobre os ensaios não destrutivos resultantes da variação das proporções da mistura.

Os materiais utilizados na composição dos betões foram seleccionados de entre aqueles comercialmente disponíveis na região da Covilhã e Fundão e incluem:

- Areia natural rolada (proveniente do Rio Tejo – zona de Abrantes), apresentando um módulo de finura de 3,388 e massa volúmica de 2370 kg/m^3 ;
- Brita 1 (19,1 / 9,5) – granito britado (proveniente de uma pedreira do Concelho do Fundão), apresentando um módulo de finura de 6,158 e massa volúmica de 2700 kg/m^3 ;
- Brita 2 (25,4 / 9,5) – granito britado (da mesma pedreira que produziu a brita 1), apresentando um módulo de finura de 7,229 e massa volúmica de 2700 kg/m^3 ;
- Cimento portland composto, tipo II, classe 32,5;
- Adjuvante plastificante (Plastocrete P – SIKA), que permitiu uma redução de água de aproximadamente 11%, na dosagem de 3,5 ml/kg de cimento.

Os betões apresentaram razões água/cimento em massa compreendidas entre os 0,38 e 0,57 e trabalhabilidades medidas em termos de abaixamento do cone de Abrams que os situaram, na sua maioria, na trabalhabilidade mole, conforme era objectivo deste trabalho. Apenas uma das composições apresentou trabalhabilidade plástica.

Todos os provetes foram produzidos em laboratório utilizando uma betoneira de eixo móvel com capacidade nominal de 130 litros (Figura 9.1). Após a amassadura o betão foi colocado nos respectivos moldes, previamente untados com óleo descofrante. Seguidamente, o betão foi compactado por meio de uma mesa vibratória, com uma frequência de vibração próxima dos 6000 períodos por minuto. Tanto o provete prismático como os provetes padrão de 150 mm de aresta foram produzidos em moldes metálicos.

As Figuras 9.1 e 9.2 ilustram, respectivamente, a execução do provete prismático com dimensões de 750 mm x 550 mm x 170 mm e a mesa vibratória utilizada para compactação deste provete e dos provetes padrão de 150 mm de aresta.

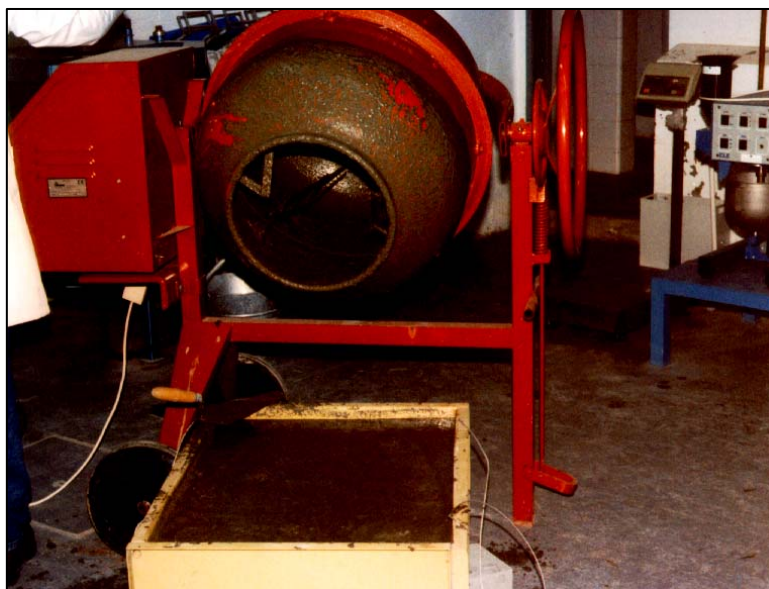


Figura 9.1 - Betoneira de eixo móvel e molde metálico utilizados no fabrico do betão



Figura 9.2 - Mesa vibratória utilizada para compactar o betão dos provetes padrão e das lajes de ensaio.

Durante as primeiras 24 horas o betão permaneceu no interior do laboratório, protegido pelos moldes e por uma tela plástica. Decorrido esse tempo, procedeu-se à descofragem dos provetes. A laje de ensaio e quatro dos provetes cúbicos foram curados conjuntamente sob uma temperatura média da ordem dos 12 °C e uma humidade relativa de aproximadamente 65% (condições registadas no interior do laboratório). Ambos os provetes foram envolvidos em conjunto por um material plástico por forma a manter, tanto quanto possível, condições de cura idênticas. Os restantes quatro provetes de cada conjunto foram curados em água a uma temperatura de 20 ± 2 °C.

Aos 28 dias de idade foram aplicados nas lajes, pela ordem a seguir indicada, os ensaios de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons, os ensaios de dureza superficial e os ensaios de resistência à penetração (neste último, utilizando a Pistola de Windsor e a Máquina Alternativa de Ensaio). Nessa altura o betão apresentava-se com a superfície seca e as condições de humidade no seu interior foram aquelas decorrentes da cura a que foram sujeitos.

Ainda aos 28 dias de idade procedeu-se ao ensaio à compressão, tanto dos provetes cúbicos curados juntamente com a laje, como daqueles submetidos a cura normalizada. Os primeiros foram ensaiados nas mesmas condições em que se encontrava a laje, enquanto que os segundos foram ensaiados saturados de água com a superfície seca.

Após estes ensaios as lajes foram conservadas à temperatura ambiente do laboratório até à idade em que se procedeu, pela ordem que a seguir se indica, à aplicação dos ensaios de arranque, dos ensaios de tracção directa e à carotagem.

9.2.1.3 - Betões da gama de alta resistência

Geometria dos provetes

Cada um dos cinco conjuntos de provetes utilizados para caracterizar a gama de alta resistência incluiu um provete prismático (laje) com dimensões médias de 550 mm x 500 mm x 170 mm e três provetes cúbicos de 150 mm de aresta.

Caracterização dos betões

As composições dos betões de alta resistência utilizados na análise experimental são identificadas ao longo deste trabalho com as siglas N34, N35, N36, N37 e N38. Os pormenores relativos às dosagens e outros parâmetros que caracterizam as composições referidas, podem ser encontrados no Anexo A.1.2.

À semelhança do procedimento utilizado para a produção de betões da gama de resistência normal, também neste caso foi considerada uma curva de referência de Faury caracterizada pelos parâmetros $A = 30$ e $B = 2$, $R/D = 1$ e máxima dimensão do inerte $D = 25,4$ mm. Estes parâmetros conduziram à obtenção de uma curva de referência de Faury com um módulo de finura de 4,426.

Os materiais utilizados na composição dos betões de alta resistência, até aos 82 MPa, não exigiram alterações significativas em relação aos betões de resistência normal, os quais já haviam merecido uma selecção criteriosa. Houve, porém, necessidade de substituir o plastificante por um superplastificante e o cimento portland composto, tipo II, classe 32,5 por um cimento portland normal, tipo I, classe 42,5.

A intenção de utilizar materiais comercialmente disponíveis na região encontrou apenas dificuldades quanto à obtenção do cimento, no entanto facilmente superadas. Assim, poderão resumir-se os componentes fundamentais desses betões da seguinte forma:

- Areia natural rolada (proveniente do Rio Tejo – zona de Abrantes), apresentando um módulo de finura de 3,514 e massa volúmica de 2350 kg/m³;
- Brita 1 (19,1 / 9,5) – granito britado (de uma pedreira do Concelho do Fundão), apresentando um módulo de finura de 6,158 e massa volúmica de 2660 kg/m³;
- Brita 2 (25,4 / 9,5) – granito britado (da mesma pedreira que produziu a brita1), apresentando um módulo de finura de 7,229 e massa volúmica de 2690 kg/m³;
- Cimento portland normal, tipo I, classe 42,5;
- Adjuvante superplastificante (Sikament FF – SIKA) que proporcionou uma redução de água da ordem dos 22%, na dosagem de 25 ml/kg de cimento.

Os betões apresentaram razões água/cimento em massa compreendidas entre os 0,26 e 0,36 e trabalhabilidades medidas em termos de abaixamento do cone de Abrams que os situaram, na sua maioria, na trabalhabilidade mole. Apenas duas das composições apresentaram valores da trabalhabilidade na zona de transição entre plástica e mole.

Todos os provetes foram produzidos de forma idêntica àquela utilizada para o betão de resistência normal no que diz respeito à amassadura, compactação e tipo de moldes.

A cura destes betões processou-se, porém, de forma diferente. Durante as primeiras 24 horas o betão permaneceu no interior do laboratório, protegido pelos próprios moldes e por uma tela plástica. Decorrido esse tempo, procedeu-se à descofragem dos provetes, tendo estes (laje e os três provetes cúbicos de 150 mm de aresta) sido curados por imersão em água à temperatura de 22 ± 2 °C.

Uma vez completados os 28 dias de idade, os provetes de cada conjunto foram retirados do tanque de cura e secos com um pano, por forma a retirar toda a água livre existente à superfície. Nesse instante, foram aplicados, por esta ordem, os ensaios de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons, os ensaios de dureza superficial e os ensaios de resistência à penetração (neste último foi utilizada apenas a Máquina Alternativa de Ensaio). Nessa altura o betão apresentava-se saturado de água e com a superfície seca.

Ainda aos 28 dias de idade procedeu-se ao ensaio à compressão dos três provetes cúbicos curados juntamente com a laje, que se apresentavam saturados de água e com a superfície seca.

Após a realização destes ensaios, as lajes foram conservadas à temperatura ambiente do laboratório até à idade em que se procedeu, pela ordem que a seguir se indica, à aplicação dos ensaios de arranque, dos ensaios de tracção directa e à carotagem.

9.2.1.3 - Classificação do inerte grosso na escala de dureza de Mohs

O inerte grosso utilizado em todos os betões fabricados foi avaliado em termos de dureza, referida à escala de Mohs, de acordo com o procedimento descrito no Sub-Capítulo 5.5. Neste ensaio, concluiu-se que o inerte grosso correspondia ao n.^o 7 dessa escala.

Na Figura 9.3 observa-se o conjunto de minerais da escala de Mohs e o tipo de inertes utilizado.

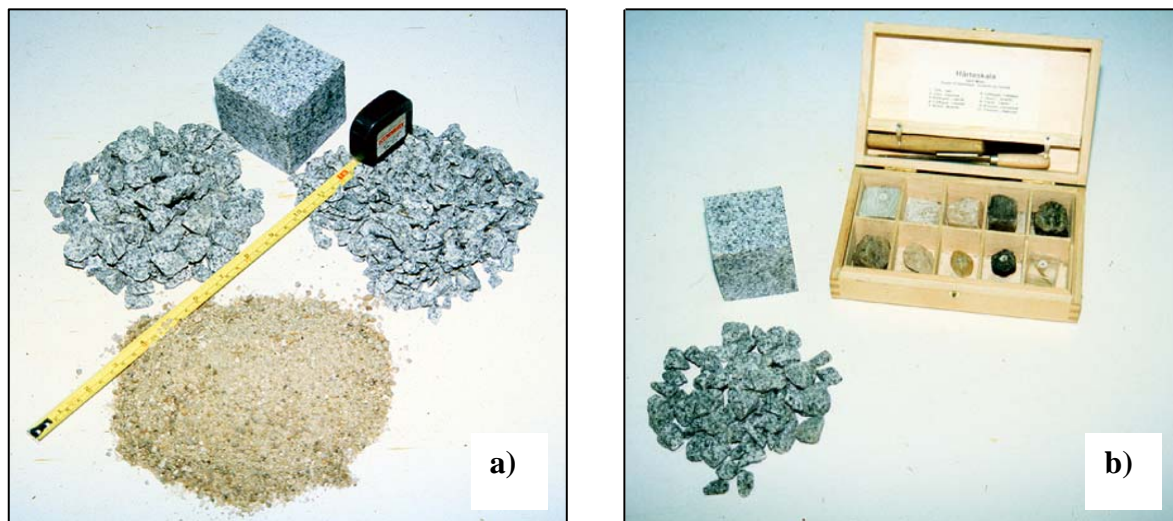


Figura 9.3 – Inertes utilizados (a) e conjunto de minerais da escala de Mohs (b)

9.2.2 - Ensaios de medição da dureza superficial

Os ensaios de dureza superficial foram efectuados por aplicação de um esclerómetro de Schmidt do Tipo N, com uma energia de impacto de 2,207 N.m. Uma descrição detalhada deste aparelho foi já apresentada no Capítulo 3.

As condições de funcionamento do esclerómetro foram verificadas previamente a cada campanha de ensaios, de acordo com procedimento descrito no Sub-Capítulo 3.3, tendo-se constatado em todas as situações, o integral cumprimento do intervalo de referência indicado na bigorna (número de ressalto de 79 ± 2).

O equipamento de ensaio utilizado e os procedimentos adoptados foram os mesmos para as duas gamas de resistências ensaiadas.

Foram efectuadas medições em duas direcções distintas em cada laje de ensaio. Na primeira, o esclerómetro foi aplicado na posição vertical (de cima para baixo) e incidindo sobre a face do betão em contacto com a base do molde durante a betonagem, conforme se ilustra na Figura 9.4. Na segunda, o esclerómetro foi aplicado na posição horizontal,

incidindo nas faces laterais do provete, correspondentes às superfícies confinadas lateralmente pelo molde metálico durante a betonagem.



Figura 9.4 - Execução do ensaio de dureza segundo a direcção vertical

Em cada laje de ensaio e para cada uma das direcções referidas (vertical ou horizontal) foram efectuadas 12 medições. Cada uma dessas 12 medições foi representada por um número obtido, não por uma leitura individual, mas pela média de cinco leituras individuais, efectuadas nos vértices e no centro de um quadrado com 6 cm de lado.

O procedimento adoptado neste trabalho supera em cinco vezes o número mínimo de leituras exigidas na norma britânica BS 1881: Part 202 [17] e, com isso, pretendeu-se apenas definir com um maior grau de certeza o valor médio do número de ressalto.

A metodologia adoptada diferiu ligeiramente daquela sugerida pela norma britânica BS 1881: Part 202 [17], que previa a execução dos ensaios de dureza em provetes padrão, enquanto submetidos a uma carga restritiva, conforme descrito nos Sub-Capítulos 3.5 e 3.6.

Na análise experimental que agora se apresenta foram utilizados provetes de maiores dimensões (lajes) o que obrigou a algumas alterações de procedimentos. Por exemplo, tornou-se impraticável a aplicação de uma carga restritiva e o número mínimo de leituras necessárias para caracterizar a dureza superficial do betão colocado na laje passou a ser diferente daquele exigido em provetes cúbicos padrão.

Importa então tecer alguns comentários sobre a influência que as alterações introduzidas poderiam ter nas correlações, comparativamente àquelas que seriam obtidas por aplicação da norma britânica acima referida [17]. Para esse efeito considerem-se os três pontos seguintes:

1) A ausência da carga restritiva poderia dar origem a dois tipos de influências distintas e que poderiam ser cumulativas; uma em consequência da vibração do provete provocada pelo impacto do martelo e a outra devido à redução da tensão aplicada ao betão durante o ensaio. A primeira é pouco provável que ocorra, já que a laje de ensaio possui uma massa considerável, enquanto a segunda é susceptível de conduzir a uma ligeira redução do número de ressalto, devendo por isso ser levada em conta na interpretação das correlações.

2) A influência resultante do número de leituras a efectuar na laje, ou seja, do grau de certeza com que se avalia o valor médio da dureza do betão em causa, será facilmente contornada se for admitido que o betão colocado na laje possui qualidade uniforme e, como tal, é representativo de uma localização nos termos definidos na Secção 2.3.4. Deste modo, de acordo com os procedimentos de ensaio discutidos na Sub-Capítulo 3.4, serão necessários pelo menos 12 leituras com o esclerómetro para caracterizar o provete (laje) com base em ensaios de dureza.

3) Da alteração de procedimentos resulta ainda a introdução de um factor de incerteza na determinação da resistência à compressão do betão, correspondente a um determinado número de ressalto, uma vez que a resistência do betão da laje é determinada pela média da resistência obtida em 3 ou 4 provetes padrão. Recorda-se que o procedimento da norma britânica BS 1881: Part 202 [17] previa a execução do ensaio de

dureza no próprio provete utilizado para o ensaio à compressão. Apesar de introduzir algumas pequenas variações, acredita-se que o procedimento utilizado nesta análise experimental se aproxima mais da realidade “in situ” das estruturas e, aliás, é muito semelhante àquele adoptado pelas normas britânicas para os ensaios próximos da superfície [18].

9.2.3 - Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

Os ensaios de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons foram efectuados com base num aparelho do tipo (PUNDIT) ligado por cabos a transdutores electro-acústicos com frequências de 54 kHz. As suas principais características e os procedimentos de operação do aparelho foram já amplamente descritos ao longo do Capítulo 4.

Previamente à execução das leituras em cada laje de ensaio, procedeu-se à aferição do aparelho de acordo com o procedimento descrito no Sub-Capítulo 4.3, por forma a estabelecer a leitura zero do circuito de medição do tempo.

De modo a reduzir os efeitos da heterogeneidade do betão na medição dos tempos de percurso da onda ultra-sónica, entendeu-se, por conveniente, efectuar as leituras segundo as duas maiores dimensões dos provetes de ensaio (lajes), perpendicularmente à direcção de betonagem e entre duas faces moldadas.

Não obstante, para que fosse possível avaliar essa mesma influência relativa da heterogeneidade do betão, decidiu-se, igualmente, efectuar e avaliar separadamente, as medições segundo a direcção paralela à direcção de betonagem, que envolvia, não só, comprimentos de percurso menores, mas também, uma face não moldada (sendo a outra moldada).

Na Figura 9.5 pode observar-se uma medição efectuada segundo a direcção paralela à direcção de betonagem, envolvendo uma face moldada e outra não moldada. A leitura directa do aparelho fornece o tempo de percurso.



Figura 9.5 – Medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

Segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem foi realizado um número de leituras menor, não só porque o espaço disponível era também menor, mas por se ter constatado que, para o mesmo comprimento, a leitura repetia-se praticamente nos diferentes pontos. Este efeito foi mais evidente em betões de alta resistência.

Segundo a direcção paralela à direcção de betonagem verificou-se, em geral, maiores oscilações no resultado.

Nas lajes de betão da gama de resistência normal realizaram-se, em média, 7 e 10 leituras, respectivamente, segundo as direcções perpendicular e paralela à direcção de betonagem. Nas lajes de betão da gama de alta resistência, o número médio de leituras foi reduzido para 3 e 9, respectivamente, segundo as direcções perpendicular e paralela à direcção de betonagem. Esta redução ficou a dever-se à menor dimensão dos provetes. Contudo, o menor número de leituras foi de certa forma compensado pela também menor variabilidade registada nos resultados do ensaio em betões de alta resistência.

A ligação entre a superfície dos transdutores e o betão foi efectuada por interposição de uma camada muito fina de massa consistente. O comprimento de percurso foi medido dentro dos limites de precisão de $\pm 1\%$, exigidos pela norma britânica BS 1881:

Part 203: 1986 [14]. Em geral, a leitura apresentou maiores dificuldades de medição e também menor precisão na direcção paralela à direcção de betonagem.

9.2.4 - Ensaios de medição da resistência à penetração

9.2.4.1 - Introdução

Importa salientar que para a medição da resistência à penetração foram utilizadas duas máquinas de ensaio: a Pistola de Windsor e a Máquina Alternativa de Ensaio. Ambas foram aplicadas nas lajes de betão da gama de resistências normal. Porém, para as lajes de betão da gama de alta resistência apenas se utilizou a Máquina Alternativa de Ensaio.

Os procedimentos adoptados para a Máquina Alternativa de Ensaio diferem ligeiramente para as duas gamas de resistência, nomeadamente quanto à carga do fulminante e dimensão do prego, justificando-se, por isso, que a sua abordagem seja feita igualmente de forma separada.

9.2.4.2 - Betões da gama de resistências normal

Ensaios com a Pistola de Windsor.

A execução do ensaio com base na Pistola de Windsor seguiu, na sua essência, os procedimentos descritos na norma americana ASTM C803-90 [10], cuja apreciação foi já efectuada na Secção 5.4.1.

Cada laje de ensaio foi caracterizada em termos de resistência à penetração pelo valor médio de seis leituras individuais da distância exposta, sendo o resultado final arredondado ao múltiplo de 0,5 mm mais próximo. Note-se que o número mínimo de leituras, tido consensualmente como necessário para caracterizar uma determinada localização de um betão, é normalmente de três.

As sondas foram disparadas contra a superfície do betão utilizando-se a Pistola de Windsor do modo que se ilustra na Figura 9.6. O dispositivo triangular de guia e localização do ensaio foi neste caso utilizado, por forma a manter as distâncias regulamentares. Contudo, as distâncias expostas foram medidas individualmente, conforme descrito na Secção 5.4.1 e ilustrado na Figura 5.7. Note-se apenas que, para além do micrómetro, se utilizou uma craveira, de modo a obter maior precisão na leitura. Os resultados finais foram apresentados em milímetros e referem-se à leitura directa efectuada com a craveira.



Figura 9.6 – Realização de um ensaio com a Pistola de Windsor

Neste trabalho experimental foi combinado o nível de carga padrão com a sonda de cor prateada (Figuras 5.1 e 5.4) fabricada em liga de aço de elevada dureza e possuindo 6,35 mm de diâmetro, 79,5 mm de comprimento, uma extremidade cónica achatada e uma guia plástica.

Ensaio com a Máquina Alternativa

À falta de normalização aplicável a esta técnica de ensaio, foram definidos alguns critérios provisórios para servirem de referência ao trabalho experimental que aqui se apresenta. Por uma questão de organização do trabalho, esses critérios foram apresentados na Secção 5.4.2 e recomenda-se a sua leitura, já que incluem, igualmente, o procedimento de execução do ensaio (operação com o aparelho).

Resumidamente, os critérios adoptados foram os seguintes:

- A distância mínima entre dois pontos de ensaio deverá ser de pelo menos 120 mm;
- O afastamento mínimo em relação a qualquer extremidade deverá ser de pelo menos 100 mm;
- Uma espessura mínima do elemento sob ensaio de 150 mm será suficiente;
- O número mínimo de leituras em cada laje será tão grande quanto fisicamente possível, dentro dos critérios estabelecidos, por forma a minimizar a influência do aparelho;
- A leitura será válida se a sonda permanecer fixa ao betão, tanto quanto possível, normal à superfície de ensaio e se não sofrer deformação (encurvadura);
- A distância exposta deve ser medida conforme se ilustra na Figura 5.8, com uma precisão de $\pm 0,01$ mm (utilizando-se uma craveira);
- O resultado final do ensaio numa localização traduz-se pelo valor médio de todas as leituras da distância exposta consideradas válidas.

Para a gama de betões de resistência normal foram usados fulminantes com um nível de carga número 6 (conforme a referência do fabricante) e pregos em liga de aço endurecido possuindo 4,5 mm de diâmetro e 52 mm de comprimento apresentando uma extremidade cónica e incorporando uma guia plástica. Acrescenta-se, ainda, que o parafuso regulador de potência contínua do aparelho foi sempre posicionado no nível máximo.

Em média foram realizadas entre 12 a 18 leituras válidas em cada laje.

9.2.4.3 - Betões da gama de alta resistência

Ensaio com a Máquina Alternativa.

Os procedimentos de ensaio anteriormente aplicados aos betões da gama de resistência normal, foram igualmente utilizados para os betões de alta resistência. Refira-se, contudo, que o número de leituras individuais, apesar de indefinido, foi ligeiramente reduzido comparativamente aos ensaios em betões da gama inferior, devido, em parte, às limitações físicas das próprias lajes (de dimensões mais reduzidas) e, em parte, à maior frequência de leituras inválidas. Em cada laje foram realizadas entre 7 a 10 leituras válidas.

Outras variações importantes introduzidas no ensaio em betões de alta resistência foram aquelas relativas ao equipamento, nomeadamente, quanto às dimensões do prego e ao tipo de fulminante. Para esta gama de resistências, impunha-se o aumento da energia impulsionadora do pistão e, ao mesmo tempo, a redução do comprimento do prego, neste último caso para reduzir a ocorrência de fenómenos de encurvadura que conduzissem à eliminação das leituras. Em consequência, optou-se por utilizar fulminantes com um nível de carga número 7 (conforme a referência do fabricante) e pregos em liga de aço endurecido possuindo 4,5 mm de diâmetro e 42 mm de comprimento apresentando uma extremidade cónica e incorporando uma guia plástica. Tal como para os betões da gama de resistência normal, o parafuso regulador de potência contínua do aparelho permaneceu posicionado no nível máximo.

9.2.5 - Ensaio de arranque

Os ensaios de arranque “Pull-off” foram efectuados com base no sistema “Capo-test” comercializado pela “Germann Instruments A/S” e tiveram sempre por referência as recomendações constantes da norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18]

Uma descrição e ilustração detalhada deste equipamento, bem como, do seu procedimento de ensaio foram já apresentados no Capítulo 6, considerando-se, portanto, dispensável a sua abordagem em detalhe nesta fase.

No que se segue, descreve-se apenas de forma sucinta o procedimento adoptado neste trabalho experimental, recomendando-se que se tenha presente o Capítulo 6.

Os ensaios de arranque “Capo-test” foram aplicados em todas as lajes na mesma altura. Em consequência, os betões dessas lajes foram ensaiados a diferentes idades (compreendidas entre os 8 meses e um ano), atendendo ao facto das lajes terem sido, também elas, produzidas em diferentes datas.

Os ensaios foram realizados nas faces laterais das diferentes lajes de ensaio, correspondentes às faces que confinavam lateralmente o betão durante a betonagem, pelo que, não se considerou necessário proceder a qualquer desbaste da superfície. Foram efectuados 5 ensaios de arranque válidos em cada laje e em nenhum deles foi detectada qualquer fendilhação radial.

O ensaio iniciou-se pela abertura do furo com 18 mm de diâmetro e sensivelmente 65 mm de comprimento utilizando-se uma pequena caroteadora munida de uma broca. Seguiu-se o alargamento da cavidade interior entre os 25 mm e os 35 mm de profundidade, através de uma rebarbadora com um pequeno disco de 17,6 mm de diâmetro e 10 mm de espessura, ligado a uma haste rotativa de 25 mm de comprimento. Foi de seguida introduzida a unidade de expansão munida do anel expansivo, o qual, uma vez inserido na cavidade, foi completamente expandido até 25 mm de diâmetro. Seguiu-se a colocação do anel de apoio (com 55 mm de diâmetro interior) e da peça de união.

A geometria final do mecanismo de arranque do sistema “Capo-test” ficou então definida por um disco com 25 mm de diâmetro (anel expansivo), colocado a 25 mm de profundidade, e um anel de apoio com um diâmetro interior de 55 mm.

Foi então colocada e ajustada a máquina de arranque. Para betões da gama de resistência normal foi utilizado um aparelho com capacidade de carga de 0 kN a 60 kN, enquanto que para betões de alta resistência foi utilizado um outro com capacidade de carga de 0 kN a 150 kN. Esta diferença em nada altera o resultado da calibração, beneficiando apenas do facto do aparelho com capacidade de 60 kN apresentar uma divisão de escala mais ampliada e permitir, em consequência, maior precisão na leitura.

O aparelho foi carregado por rotação da manivela à velocidade constante de sensivelmente uma volta completa cada 2 segundos até se atingir a rotura, conforme recomendação do fabricante. Uma vez atingida a carga de arranque última procedeu-se ao registo da leitura do aparelho (em kN), retirou-se o fragmento tronco-cónico e observou-se a geometria da rotura de modo a inferir quanto à validade do resultado. Após o ensaio, os fragmentos tronco-cónicos extraídos foram identificados e armazenados.

Finalmente, a carga de arranque última lida directamente no aparelho foi convertida em carga de arranque última (real), em kN, por consulta das tabelas de calibração respectivas fornecidas pelo fabricante.

O valor médio final obtido em cada laje foi apresentado em termos de carga de arranque última "Pull-out" e arredondado ao múltiplo de 0,5 kN.

9.2.6 - Ensaio de tracção directa

Os ensaios de tracção directa foram aplicados na mesma altura em que se aplicaram os ensaios de arranque.

Na execução do ensaio de tracção directa foram utilizados discos de aço com 75 mm de diâmetro e 30 mm de espessura. Todos os ensaios foram efectuados por carotagem parcial a 40 mm de profundidade. A carga de tracção foi aplicada através da mesma máquina antes utilizada no ensaio de arranque, nomeadamente aquela com capacidade de carga de 0 kN a 60 kN. No total foram efectuadas seis leituras em cada laje.

O procedimento adoptado na execução do ensaio de tracção directa foi o mesmo já descrito no Sub-Capítulo 7.4 para o ensaio "Pull-off" do tipo "Bond-test", o que evita uma descrição exaustiva. Resumidamente, o procedimento de ensaio pode ser descrito da forma que se segue.

Para os betões da gama de resistências normal, os ensaios foram realizados na face superior das lajes, em relação à posição destas durante a betonagem, conforme se ilustra nas Figuras 9.7 e 9.8. Neste caso foi necessário proceder ao desbaste da superfície até cerca de 3 mm de profundidade, previamente à colagem do disco.

Para os betões da gama de alta resistência, os ensaios foram realizados nas faces laterais das lajes, coincidentes com as faces que confinaram lateralmente o betão durante a betonagem, conforme se ilustra na Figura 9.9. Neste caso não foi necessário proceder ao desbaste da superfície.



Figura 9.7 – Discos e lajes de ensaio utilizados em betões da gama de resistência normal



Figura 9.8 – Ensaio “Bond-test” em betões da gama de resistência normal



Figura 9.9 – Discos e lajes de ensaio utilizados em betões da gama de alta resistência

Uma vez que não foi utilizado o prato de sucção, optou-se por efectuar a carotagem previamente à colagem do disco. Para esta operação foi utilizada uma caroteadora portátil com uma broca de 75,5 mm de diâmetro, e a profundidade de carotagem situou-se nos 40 mm de profundidade.

Para a colagem dos discos foram usados dois tipos de colas à base de resinas epoxi, ambas fornecidas em dois componentes separados:

- Para os betões da gama de alta resistência foi seleccionada a cola comercializada pelo fabricante do sistema de ensaio “Germann Instruments A/S” sob a referência “GRA epoxy”, com um tempo de cura de 5 minutos e resistência à tracção superior a 5,5 MPa;
- Para os betões da gama de resistências normal foi seleccionada a cola comercializada pela empresa “SIKA” sob a referência “Icosit KC 220/60”, com um tempo de cura de 24 horas, uma resistência à tracção de cerca de 4,5 MPa e, comparativamente, menos dispendiosa que a anterior.

Uma vez montados os acessórios do mecanismo de arranque do disco e ajustado o aparelho de tracção, procedeu-se à aplicação da carga de acordo com a recomendação do fabricante, ou seja, uma rotação completa da manivela cada 2 segundos.

A carga máxima lida no aparelho (em kN) foi registada assim como o tipo de rotura. As carotes extraídas foram identificadas e armazenadas.

Finalmente, a carga máxima lida no aparelho foi convertida em carga real (em kN) através da respectiva tabela de calibração fornecida pelo fabricante e foi calculada a tensão de rotura à tracção directa “Pull-off”, dividindo-se essa carga pela secção transversal da carote extraída.

O valor médio final das leituras válidas obtidas em cada laje foi apresentado em termos de tensão de tracção directa “Pull-off” e arredondado ao múltiplo de 0,1 MPa.

9.2.7 - Ensaios complementares

9.2.7.1 - Introdução

No que se segue, serão relatados os procedimentos utilizados para caracterizar a resistência à compressão do betão das lajes de ensaio, quer a partir de provetes padrão de 150 mm de aresta curados juntamente com as lajes, quer a partir da resistência equivalente em cubos obtida pelo ensaio de carotes. Todos estes provetes foram ensaiados na mesma altura e nas mesmas condições de maturidade e humidade em que foram efectuados os ensaios não destrutivos, de modo a poderem ser utilizados no estabelecimento das correlações. Do mesmo modo, serão relatados os procedimentos que conduziram à caracterização da resistência potencial desses mesmos betões.

9.2.7.2 - Ensaio à compressão de provetes cúbicos padrão

Todos os provetes cúbicos padrão de 150 mm de aresta produzidos neste trabalho experimental foram ensaiados à compressão aos 28 dias de idade, numa máquina

adequadamente calibrada, com controle automático da taxa de aplicação da carga e com capacidade de 3000 kN (Figura 9.10). Os ensaios decorreram de acordo com a especificação do LNEC E226-1968 [34], e em todos eles foi detectada uma geometria de rotura normal, da forma que se ilustra na Figura 9.11.



Figura 9.10 – Máquina utilizada no ensaio à compressão de provetes de betão



Figura 9.11 – Geometria de rotura típica observada nos ensaios de provetes cúbicos padrão

Tal como se referiu anteriormente, para os betões da gama de resistências normal foram produzidos 8 provetes cúbicos de 150 mm de aresta. Quatro desses provetes foram curados juntamente com as lajes e as condições de humidade na altura do ensaio decorreram das condições de cura a que foram sujeitos, mas a superfície apresentou-se sempre seca. Os restantes 4 provetes desta gama de resistências foram curados em tanques de cura (Figura 9.12) por imersão em água à temperatura de $22 \pm 2^{\circ}\text{C}$, tendo sido ensaiados saturados e com a superfície seca, de modo a determinar a resistência potencial tal como previsto na Especificação do LNEC E255 [38].

Para caracterizar os betões da gama de alta resistência foram produzidos 3 provetes cúbicos de 150 mm de aresta. Estes provetes (tal como as lajes desta gama de resistência) foram curados nos tanques de cura (Figura 9.12), imersos em água a $22 \pm 2^{\circ}\text{C}$. O ensaio à compressão realizou-se com os provetes saturados de água e com a superfície seca. Também neste caso, a cura do betão e as condições de ensaio cumprem os requisitos da Especificação do LNEC E255-1971 [38] para a determinação da resistência potencial.



Figura 9.12 – Tanques de cura

9.2.7.3 - Ensaio à compressão de carotes “padrão”

A avaliação da resistência “in situ” através de carotes extraídas do betão não fazia parte dos objectivos iniciais deste trabalho e, como tal, a investigação não foi dirigida especificamente nesse sentido. Contudo, um atraso no fornecimento dos equipamentos para a execução dos ensaios de arranque e de tracção directa, impossibilitaram que estes fossem realizados aos 28 dias como previsto. Estes ensaios só foram, por isso, aplicados em idades do betão compreendidas entre os 8 meses e um ano.

A necessidade de caracterizar a resistência à compressão do betão por forma a estabelecer uma correlação com as grandezas medidas pelos ensaios de arranque e de tracção directa conduziu à extracção de carotes. Os resultados obtidos pelo ensaio das carotes foram posteriormente convertidos em resistência equivalente em cubos, de acordo com a norma britânica BS 1881: Part 120 [15] e de modo a possibilitar uma comparação com outros trabalhos da bibliografia consultada.

O leque de resultados entretanto obtidos, permitiram extrair algumas conclusões que confirmaram o padrão de resultados obtidos por inúmeros investigadores, para além de terem contribuído para o esclarecimento de alguns aspectos relacionados com a sua aplicação prática. Este assunto mereceu e justificou a abordagem efectuada no Capítulo 8.

As carotes foram extraídas em número de três com recurso a uma caroteadora alimentada a gasolina e foram efectuadas a partir do topo das lajes de ensaio, sempre na vertical em relação à posição de betonagem, conforme se ilustra na Figura 9.13. No total foram efectuadas carotagens em 11 lajes de ensaio.

As dimensões das carotes foram condicionadas pelo diâmetro da broca disponível e pela espessura da laje de ensaio. Após a carotagem os provetes apresentavam dimensões médias aproximadas de 98 mm de diâmetro e 170 mm de altura, conforme se ilustra na Figura 9.14. Houve, contudo, necessidade de cortar a camada de betão próxima ao topo da laje, em relação à betonagem, numa profundidade que atingiu aproximadamente 65 mm. Recorda-se que esta zona, além de apresentar menor resistência fruto da própria variabilidade do betão, foi também afectada pelos ensaios de penetração.

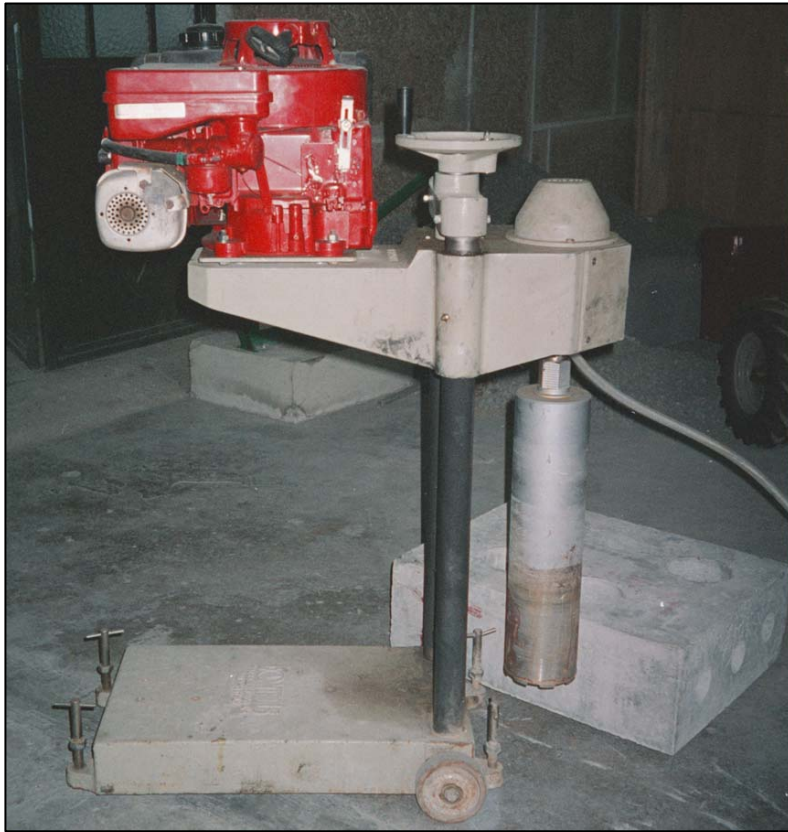
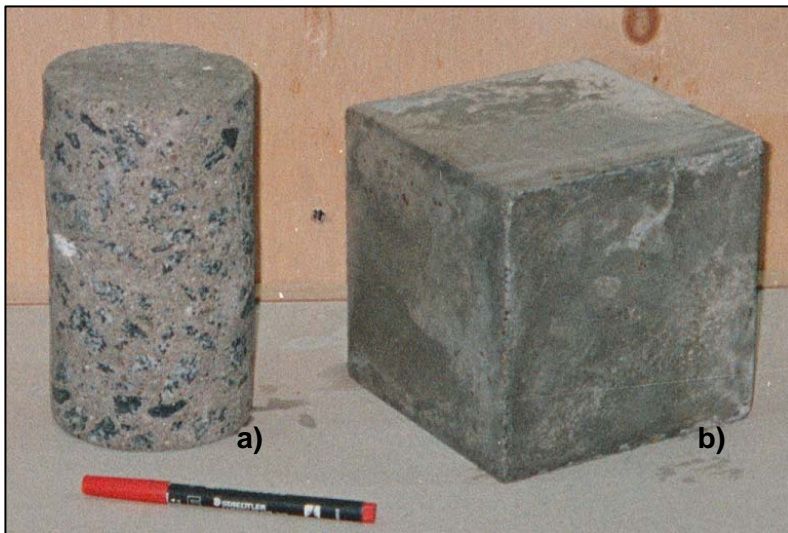


Figura 9.13 – Caroteadora utilizada e direcção de carotagem das lajes de ensaio



- a) Carote com cerca de 98 mm de diâmetro e 170 mm de altura
- b) Provete cúbico com 150 mm de aresta

Figura 9.14 – Exemplo de uma carote extraída das lajes de ensaio

Apesar da eliminação desta camada ser aparentemente suficiente para eliminar os efeitos do ensaio de penetração com a Máquina Alternativa, já que não eram visíveis quaisquer fendas abaixo dos 30 mm de profundidade em relação à laje, acredita-se que este facto poderá também ter contribuído para a maior variabilidade dos resultados obtidos, conforme se verá mais adiante.

As carotes foram cortadas perpendicularmente ao eixo com dimensões próximas daquelas pretendidas (relação comprimento/diâmetro entre 1,0 e 1,2), sendo posteriormente rectificadas as extremidades por desgaste da superfície, até se atingir a altura desejada ou até que as duas faces extremas fossem perfeitamente paralelas entre si e normais ao eixo da carote. Após a rectificação, foi medido o diâmetro médio e a altura de cada provete; ambas as leituras foram arredondadas ao milímetro.

A carga de rotura foi determinada numa prensa calibrada e o ensaio decorreu de acordo com a especificação do LNEC E226-1968 [34], contudo, à taxa de compressão recomendada na norma britânica BS 1881: Part 120 [15], ou seja, entre 0,2 MPa/s e 0,4 MPa/s. A idade do betão na altura do ensaio variou dos 8 meses a 1 ano e as carotes foram sempre ensaiadas na condição em que foram retiradas da laje (no estado seco).

**APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO
DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

CAPÍTULO 10 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

10.1 - Introdução

Todos os resultados obtidos ao longo da campanha experimental deste trabalho, da forma descrita no Capítulo 9, são apresentados em detalhe do Anexo A.1 ao Anexo A.8.

A análise destes dados decorreu de acordo com os procedimentos usuais, amplamente descritos no Sub-Capítulo 2.5 e envolveu, para cada um dos métodos de ensaio, três fases: o tratamento de dados propriamente dito, a análise da variabilidade do próprio ensaio e a análise das correlações com a resistência à compressão.

No Sub-Capítulo 10.2 serão apresentados em síntese os resultados obtidos na fase de tratamento de dados para cada um dos ensaios. Este tratamento inclui a determinação do valor médio, do desvio padrão e do coeficiente de variação de cada conjunto de valores caracterizadores de uma determinada propriedade numa determinada localização (laje).

A discussão dos resultados será apresentada no Sub-Capítulo 10.3, igualmente de forma separada para cada um dos ensaios, e decorre da análise da variabilidade do próprio ensaio e da análise das correlações com a resistência à compressão. Para maior facilidade de interpretação, as conclusões emergentes da análise e discussão dos resultados serão apresentadas no Sub-Capítulo 10.4.

A análise da variabilidade do próprio ensaio é ilustrada de forma gráfica e representa a variação dos parâmetros estatísticos (desvio padrão e coeficiente de variação) face à variação do nível de resistência à compressão dos betões. O objectivo foi identificar os parâmetros típicos de comportamento que melhor traduzissem a repetibilidade do ensaio. Os resultados obtidos são comparados com trabalhos análogos encontrados na bibliografia consultada ou com tendências gerais constantes em documentos normativos.

A análise das correlações entre as grandezas medidas pelos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão é igualmente efectuada de forma gráfica. Sempre que se justificou, as correlações obtidas foram comparadas com aquelas propostas por outros autores de entre a bibliografia consultada. De qualquer modo, a forma geral (tendência geral) das correlações obtidas foi sempre comparada com o comportamento típico verificado por outros autores.

Em alguns casos foram determinados os coeficientes de determinação das correlações e representados os limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão.

10.2 - Apresentação dos resultados

10.2.1 - Introdução

No que se segue, apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes ensaios, tratados do modo anteriormente referido.

De modo a possibilitar a sua comparação, os resultados obtidos por aplicação dos ensaios não destrutivos são sempre acompanhados dos respectivos resultados da resistência à compressão representativa do betão em causa. Para os ensaios de dureza superficial, velocidade dos ultra-sons e resistência à penetração, a tensão de rotura à compressão foi determinada em provetes padrão curados juntamente com a laje respectiva. Para os ensaios de arranque e de tracção directa a tensão de rotura à compressão foi determinada pela tensão de rotura equivalente em cubos obtida a partir de carotes.

10.2.2 - Ensaios de medição da dureza superficial

No Quadro 10.1 são apresentados os resultados do ensaio de dureza superficial em betões da gama de resistência normal, por aplicação do esclerómetro de Schmidt do tipo N, segundo as duas direcções de ensaio consideradas.

Do mesmo modo, apresentam-se no Quadro 10.2 os resultados obtidos para gama de betões de alta resistência.

Quadro 10.1 – Medição da dureza superficial em betões da gama de resistência normal

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Ensaio de dureza superficial (Número de ressalto - R)					
				Aparelho na posição vertical (aplicado de cima para baixo)			Aparelho na posição horizontal		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. De variação [%]	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N27	23,80 (3)	2,62	11,00	29,53 (12)	1,02	3,5	29,98 (13)	1,25	4,17
N29	37,43 (4)	0,87	2,33	32,10 (12)	0,84	2,62	32,06 (14)	1,31	4,09
N30	42,33 (4)	1,74	4,11	35,37 (12)	1,54	4,35	31,86 (14)	1,60	5,01
N31	53,18 (4)	1,94	3,65	41,57 (12)	1,49	3,59	38,84 (14)	1,93	4,96
N33	17,70 (4)	0,47	2,66	23,10 (10)	0,91	3,92	25,33 (12)	0,70	2,78

Nota: O número entre parêntesis indica o número de medições efectuadas, sendo, por sua vez, cada uma delas a média de cinco leituras do número de ressalto.

Quadro 10.2 – Medição da dureza superficial em betões da gama de alta resistência

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Ensaio de dureza superficial (Número de ressalto - R).					
				Aparelho na posição vertical (aplicado de cima para baixo)			Aparelho na posição horizontal		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N34	81,94 (3)	1,12	1,37	50,82 (10)	0,84	1,64	53,52 (12)	1,16	2,18
N35	78,35 (3)	2,17	2,77	50,80 (9)	0,66	1,29	52,92 (12)	1,05	1,98
N36	49,12 (3)	1,02	2,08	42,28 (10)	0,78	1,84	40,47 (12)	1,19	2,94
N37	58,27 (3)	0,82	1,41	44,42 (9)	1,20	2,71	46,10 (12)	0,71	1,54
N38	67,77 (3)	1,56	2,30	48,60 (9)	1,01	2,09	49,00 (12)	0,93	1,91

Nota: O número entre parêntesis indica o número de medições efectuadas, sendo, por sua vez, cada uma delas a média de cinco leituras do número de ressalto

10.2.3 - Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

Os Quadros 10.3 e 10.4 apresentam os resultados obtidos em betões da gama de resistência normal por aplicação do ensaio ultra-sónico, respectivamente, segundo as direcções paralela e perpendicular à direcção de betonagem. Os resultados obtidos da mesma forma em betões de alta resistência são resumidos nos Quadros 10.5 e 10.6.

Quadro 10.3 – Ensaio ultra-sónico em betões da gama de resistência normal

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Velocidade de propagação de ultra-sons (V) Segundo a direcção de betonagem		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. variação [%]
N27	23,80 (3)	2,62	11,00	4,371 (6)	0,081	1,86
N29	37,43 (4)	0,87	2,33	4,306 (11)	0,080	1,86
N30	42,33 (4)	1,74	4,11	4,419 (13)	0,084	1,90
N31	53,18 (4)	1,94	3,65	4,478 (12)	0,097	2,16
N33	17,70 (4)	0,47	2,66	4,076 (10)	0,072	1,78

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados

Quadro 10.4 – Ensaio ultra-sónico em betões da gama de resistência normal

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Velocidade de propagação de ultra-sons (V) Perpendicular à direcção de betonagem		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. variação [%]
N27	23,80 (3)	2,62	11,00	4,195 (7)	0,018	0,43
N29	37,43 (4)	0,87	2,33	4,403 (7)	0,026	0,59
N30	42,33 (4)	1,74	4,11	4,367 (7)	0,036	0,82
N31	53,18 (4)	1,94	3,65	4,476 (7)	0,012	0,28
N33	17,70 (4)	0,47	2,66	4,064 (4)	0,028	0,70

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados

Quadro 10.5 – Ensaio ultra-sónico em betões da gama de alta resistência

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Velocidade de propagação de ultra-sons (V) Segundo a direcção de betonagem		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. variação [%]
N34	81,94 (3)	1,12	1,37	4,425 (6)	0,020	0,45
N35	78,35 (3)	2,17	2,77	4,574 (9)	0,067	1,46
N36	49,12 (3)	1,02	2,08	4,460 (9)	0,067	1,49
N37	58,27 (3)	0,82	1,41	4,559 (9)	0,043	0,95
N38	67,77 (3)	1,56	2,30	4,521 (9)	0,057	1,27

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados

Quadro 10.6 – Ensaio ultra-sónico em betões da gama de alta resistência

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Velocidade de propagação de ultra-sons (V) Perpendicular à direcção de betonagem		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. variação [%]
N34	81,94 (3)	1,12	1,37	4,565 (3)	0,010	0,22
N35	78,35 (3)	2,17	2,77	4,615 (3)	0,006	0,13
N36	49,12 (3)	1,02	2,08	4,445 (3)	0,039	0,87
N37	58,27 (3)	0,82	1,41	4,524 (3)	0,086	1,91
N38	67,77 (3)	1,56	2,30	4,548 (3)	0,021	0,46

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados

10.2.4 - Ensaios de medição da resistência à penetração

O Quadro 10.7 resume, para betões da gama de resistência normal, os resultados obtidos no trabalho experimental por aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio e da Pistola de Windsor nas lajes de ensaio.

O Quadro 10.8 resume os resultados obtidos em betões da gama de alta resistência quando se aplicou a Máquina Alternativa de Ensaio.

Quadro 10.7 – Resistência à penetração em betões da gama de resistência normal

Ident. Do Betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Resistência à penetração do betão					
				Pistola de Windsor (Distância exposta - E)			Máquina Alternativa de Ensaio (Distância exposta - E)		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [mm]	Desvio padrão [mm]	Coef. de variação [%]	Valor médio [mm]	Desvio padrão [mm]	Coef. de variação [%]
N27	23,80 (3)	2,62	11,00	43,59 (6)	1,54	3,53	19,82 (13)	0,85	4,29
N29	37,43 (4)	0,87	2,33	51,52 (6)	1,65	3,20	24,53 (12)	1,65	6,73
N30	42,33 (4)	1,74	4,11	52,97 (6)	1,64	3,10	25,08 (13)	0,80	3,19
N31	53,18 (4)	1,94	3,65	54,70 (5)	2,34	4,27	26,92 (18)	1,13	4,20
N33	17,70 (4)	0,47	2,66	39,14 (6)	3,34	8,53	16,40 (17)	1,40	8,54

Nota: O número entre parêntesis indica o número de leituras individuais efectuadas

Quadro 10.8 – Resistência à penetração em betões da gama de alta resistência

Ident. Do Betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (f_{cm})			Resistência à penetração do betão Máquina Alternativa de Ensaio (Distância exposta - E)		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [mm]	Desvio padrão [mm]	Coef. variação [%]
N34	81,94 (3)	1,12	1,37	20,00 (8)	0,87	4,35
N35	78,35 (3)	2,17	2,77	20,31 (7)	0,56	2,76
N36	49,12 (3)	1,02	2,08	16,32 (10)	0,92	5,64
N37	58,27 (3)	0,82	1,41	17,48 (9)	0,97	5,5
N38	67,77 (3)	1,56	2,30	18,49 (10)	1,64	8,87

Nota: O número entre parêntesis indica o número de leituras individuais efectuadas

10.2.5 - Ensaios de arranque

O Quadro 10.9 apresenta, para o total das 11 lajes de ensaio fabricadas, os resultados obtidos por aplicação do ensaio de arranque na data indicada. A resistência à compressão é representada pela resistência equivalente em cubos (BS 1881: Part 120 [15]), obtida a partir de carotes, extraídas e ensaiadas na mesma data e sob as mesmas condições de humidade em que foram efectuados os ensaios de arranque (provetes secos).

Quadro 10.9 – Ensaios de arranque “Pull-out” com base no sistema “Capo-test”

Identificação do betão (idade do betão)	Resistência equivalente em cubos (ECS) obtida a partir do ensaio à compressão de carotes			Força de arranque (P) “CAPO-TEST”		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. variação [%]
N15 (369 dias)	33,0 (3)	3,3	10,0	27,12 (5)	2,30	8,48
N27 (350 dias)	22,5 (3)	2,5	11,1	23,4 (5)	1,44	6,15
N29 (325 dias)	28,5 (3)	1,5	5,3	33,54 (5)	1,30	3,87
N30 (320 dias)	26,8 (2)	1,2	4,3	32,05 (5)	2,41	7,50
N31 (317 dias)	37,5 (3)	3,3	8,8	40,22 (5)	5,19	12,90
N33 (339 dias)	15,0 (3)	1,6	10,7	14,96 (5)	2,83	18,92
N34 (223 dias)	69,5 (3)	6,5	9,4	58,14 (5)	2,70	4,64
N35 (225 dias)	61,1 (2)	12,8	20,9	58,03 (5)	2,34	4,03
N36 (224 dias)	38,5 (3)	6,3	16,4	35,22 (5)	2,38	6,76
N37 (221 dias)	52,0 (3)	7,6	14,7	42,54 (5)	1,24	2,91
N38 (219 dias)	54,5 (3)	2,9	5,4	49,29 (5)	3,46	7,02

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados.

O Quadro 10.10 apresenta, igualmente, para o total das 11 lajes de ensaio fabricadas ao longo deste trabalho experimental, os resultados obtidos por aplicação do

ensaio de arranque na idade indicada. Neste caso, porém, a resistência à compressão é representada pela resistência potencial, obtida aos 28 dias de idade em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, curados e ensaiados de forma normalizada, conforme previsto nas especificações do LNEC E255 [38] e E226 [34].

Quadro 10.10 – Ensaio de arranque “Pull-out” com base no sistema “Capo-test”

Ident. do betão	Resistência potencial em provetes cúbicos de 150 mm de aresta ($f_{cm,28}$)				Força de arranque (P) “CAPO-TEST”			
	Idade do betão [dias]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Idade do betão [dias]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. variação [%]
N15	28	42,10 (2)	2,0	4,75	369	27,12 (5)	2,30	8,48
N27	28	28,53 (4)	1,22	4,26	350	23,4 (5)	1,44	6,15
N29	28	42,42 (4)	0,63	1,48	325	33,54 (5)	1,30	3,87
N30	28	47,24 (4)	1,85	3,92	320	32,05 (5)	2,41	7,50
N31	28	60,37 (4)	0,75	1,24	317	40,22 (5)	5,19	12,90
N33	28	21,80 (4)	1,44	6,62	339	14,96 (5)	2,83	18,92
N34	28	81,94 (3)	1,12	1,37	223	58,14 (5)	2,70	4,64
N35	28	78,35 (3)	2,17	2,77	225	58,03 (5)	2,34	4,03
N36	28	49,12 (3)	1,02	2,08	224	35,22 (5)	2,38	6,76
N37	28	58,27 (3)	0,82	1,41	221	42,54 (5)	1,24	2,91
N38	28	67,77 (3)	1,56	2,30	219	49,29 (5)	3,46	7,02

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados.

10.2.6 - Ensaio de tracção directa

No Quadro 10.11 apresentam-se os resultados obtidos no total das 11 lajes fabricadas, por aplicação dos ensaios de tracção directa “Pull-off” na data indicada, tendo por base o sistema “Bond-test”.

Quadro 10.11 – Ensaio de tracção directa “Pull-off” com base no sistema “Bond-test”

Ident. do betão (idade do betão)	Resistência à compressão equivalente em cubos (ECS) obtida a partir de carotes			Força de tracção na rotura (F) “Bond-test”			Tensão de rotura à tracção (T) “Bond-test” (*)		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. variação [%]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]
N15 (369 dias)	33,0 (3)	3,3	10,0	16,47 (3)	2,42	14,69	3,63 (3)	0,53	14,69
N27 (350 dias)	22,5 (3)	2,5	11,1	12,36 (5)	1,33	10,76	2,73 (5)	0,29	10,76
N29 (325 dias)	28,5 (3)	1,5	5,3	15,60 (2)	0,71	4,53	3,44 (2)	0,16	4,53
N30 (320 dias)	26,8 (2)	1,2	4,3	14,57 (3)	0,92	6,34	3,21 (3)	0,20	6,34
N31 (317 dias)	37,5 (3)	3,3	8,8	17,23 (6)	1,90	11,03	3,80 (6)	0,42	11,03
N33 (339 dias)	15,0 (3)	1,6	10,7	11,48 (6)	1,40	12,22	2,53 (6)	0,31	12,22
N34 (223 dias)	69,5 (3)	6,5	9,4	---	---	---	---	---	---
N35 (225 dias)	61,1 (2)	12,8	20,9	---	---	---	---	---	---
N36 (224 dias)	38,5 (3)	6,3	16,4	---	---	---	---	---	---
N37 (221 dias)	52,0 (3)	7,6	14,7	---	---	---	---	---	---
N38 (219 dias)	54,5 (3)	2,9	5,4	---	---	---	---	---	---

(*) Dimensões da carote no ensaio “Pull-off”: 76 mm de diâmetro (área da secção transversal = 4535 mm²);

Nota: O número entre parêntesis indica o número de ensaios realizados.

10.2.7 - Ensaios complementares

O Quadro 10.12 resume, para todos os betões ensaiados ao longo do trabalho experimental, os valores da resistência à compressão obtida em diferentes idades e para diferentes condições de cura, quer em provetes cúbicos padrão moldados, quer em carotes, esta última, expressa em termos de resistência à compressão equivalente em cubos e determinada de acordo com os procedimentos definidos na norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15].

Quadro 10.12 – Resultados dos ensaios de cubos e de carotes

Ident. do betão	Cura nas lajes	Resistência à compressão do betão das lajes de ensaio, aos 28 dias, em cubos de 150 mm de aresta (f_{cm}) conservados juntos				Resist. potencial à compressão ($f_{cm,28}$), aos 28 dias, obtida em cubos de 150 mm de aresta sujeitos a cura normalizada (*)				Resistência à compressão equivalente em cubos (ECS), obtida nas idades abaixo indicadas, por aplicação da norma britânica BS 1881:Part 120:1983 [15] (**)				Relação ECS / f_{cm}	Percentagem da ECS em relação a f_{cm} .	Relação ECS / $f_{cm,28}$	Percentagem da ECS em relação a $f_{cm,28}$.
		Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Coef. variação [%]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]	Coef. variação [%]	Idade de ensaio [dias]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. variação [%]				
N15	Cura sob T = 12 °C e H.R. = 65% até aos 28 dias, seguida de cura à temperatura ambiente.	---	---	---	---	42,10 (2)	2,00	4,75	369	33,0 (3)	3,3	10,0	---	78 %	0,78		
		23,80 (3)	2,62	11,00	4,26	28,53 (4)	1,22	4,26	350	22,5 (3)	2,5	11,1	0,95				
N27	Cura sob T = 12 °C e H.R. = 65% até aos 28 dias, seguida de cura à temperatura ambiente.	37,43 (4)	0,87	2,33	1,48	42,42 (4)	0,63	1,48	325	28,5 (3)	1,5	5,3	0,76	69 %	0,67		
		42,33 (4)	1,74	4,11	3,92	47,24 (4)	1,85	3,92	320	26,8 (2)	1,2	4,3	0,63				
N30	Cura sob T = 12 °C e H.R. = 65% até aos 28 dias, seguida de cura à temperatura ambiente.	53,18 (4)	1,94	3,65	1,24	60,37 (4)	0,75	1,24	317	37,5 (3)	3,3	8,8	0,70	78 %	0,62		
		17,70 (4)	0,47	2,66	6,62	21,80 (4)	1,44	6,62	339	15,0 (3)	1,6	10,7	0,85				
N31	Cura sob T = 12 °C e H.R. = 65% até aos 28 dias, seguida de cura à temperatura ambiente.	81,94 (3)	1,12	1,37	1,37	81,94 (3)	1,12	1,37	223	69,5 (3)	6,5	9,4	---	---	0,85		
		78,35 (3)	2,17	2,77	2,77	78,35 (3)	2,17	2,77	225	61,1 (2)	12,8	20,9	---				
N33	Cura em água a temperatura de 20±2°C até aos 28 dias, seguida de cura à temperatura ambiente.	49,12 (3)	1,02	2,08	2,08	49,12 (3)	1,02	2,08	224	38,5 (3)	6,3	16,4	---	82 %	0,78		
		58,27 (3)	0,82	1,41	1,41	58,27 (3)	0,82	1,41	221	52,0 (3)	7,6	14,7	---				
N34	Cura em água a temperatura de 20±2°C até aos 28 dias, seguida de cura à temperatura ambiente.	67,77 (3)	1,56	2,30	2,30	67,77 (3)	1,56	2,30	219	54,5 (3)	2,9	5,4	---	---	0,89		
		67,77 (3)	1,56	2,30	2,30	67,77 (3)	1,56	2,30	219	54,5 (3)	2,9	5,4	---				

Notas: O número entre parêntesis indica o n.º de ensaios realizados; (*) Imersos em água à T = 20±2°C; (**) Dimensões médias dos carotes: diâmetro = 98 mm e altura = 105 mm (l/d = 1,071); f_{cm} = resistência "in situ", nas lajes, aos 28 dias; $f_{cm,28}$ = resistência potencial aos 28 dias; ECS = resistência equivalente em cubos.

10.3 - Discussão dos resultados

10.3.1 - Introdução

Tal como se referiu anteriormente, a discussão dos resultados apresentados no Sub-Capítulo 10.2 será feita nos itens seguintes separadamente para cada um dos ensaios realizados e concomitantemente com a análise da variabilidade do próprio ensaio e a análise das correlações com a resistência à compressão.

10.3.2 - Ensaio de medição da dureza superficial

10.3.2.1 – Variabilidade do próprio ensaio

A análise dos Quadros 10.1 e 10.2 conduziu às seguintes observações a respeito da variabilidade dos resultados obtidos no ensaio de dureza superficial.

O coeficiente de variação das leituras individuais do número de ressalto obtidas nas diferentes localizações (lajes), por aplicação do esclerómetro na posição vertical – de cima para baixo, variou desde 1,29% até aos 4,35%, apresentando um resultado médio de 2,76%. Se estes resultados fossem avaliados separadamente para os betões de resistência normal e de alta resistência conduziram, respectivamente, aos valores médios de 3,60% e 1,91%. Estes valores traduzem uma tendência para uma diminuição do coeficiente de variação com o aumento da resistência.

A norma britânica BS 1881: Part 202 [17] refere que o coeficiente de variação das leituras individuais do ensaio de dureza numa localização pode variar dos 2% aos 15%, situando-se em termos médios nos 10%. Os valores obtidos no presente trabalho situam-se próximos deste intervalo, contudo, na sua zona limite inferior. Estes resultados poderão ser atribuídos ao facto do betão apresentar uma distribuição homogénea, consequência do elevado grau de controle de produção utilizado no laboratório. De facto, estes valores aproximam-se daqueles apresentados no Quadro 2.4 e sugeridos por Bungey, que apontam

para um coeficiente de variação da ordem dos 4%, quando os ensaios são aplicados em várias localizações de um mesmo elemento produzido a partir de várias amassaduras de um betão de boa qualidade. Para betões diferentes seria lógico esperar-se valores do coeficiente de variação superiores a 4%.

Tendo em consideração o facto dos valores do coeficiente de variação obtidos na presente investigação terem sido determinados em betões diferentes, com composições e resistências diferentes, poderá dizer-se que a bibliografia revista confirma a validade destes resultados, mais ainda, confirma as excelentes condições de execução dos ensaios.

Analisando o comportamento do esclerómetro quando utilizado na posição horizontal, verifica-se que o coeficiente de variação das leituras individuais nas diferentes localizações apresenta valores muito próximos daqueles já referidos para a posição vertical. Neste caso o coeficiente de variação apresenta um valor mínimo de 1,54% e um valor máximo de 5,01%, situando-se o valor médio na percentagem de 3,16%.

Também neste caso se registou uma diminuição do coeficiente de variação com o aumento da resistência. Para a gama de resistências normal obteve-se um coeficiente de variação médio da ordem dos 4,20%, enquanto que para alta resistência esse valor se situou nos 2,11%.

Note-se que o ligeiro aumento do coeficiente de variação quando se utilizou o aparelho na posição horizontal, poderá dever-se ao facto das superfícies laterais do provete serem mais susceptíveis às variações resultantes da compactação e da própria composição do betão que aquelas em contacto com a base do molde.

Quanto ao desvio padrão, poderá dizer-se que os valores parecem não ser significativamente afectados, quer pela variação da resistência, quer pelas diferenças entre as camadas superficiais da base e das faces laterais do provete (laje). A confirmá-lo estão, por exemplo, os valores de 1,16 e 0,90 obtidos, respectivamente, para os betões de resistência normal e alta, utilizando-se o aparelho na posição vertical e os valores de 1,36 e 1,01 obtidos, respectivamente, para os betões de resistência normal e alta, utilizando-se o aparelho na posição horizontal. Estes valores conduziram a desvios padrão médios de 1,03

e 1,19, respectivamente, para o aparelho na posição vertical e horizontal, considerando toda a gama de resistências utilizada (17 MPa a 82 MPa).

De modo a permitir uma análise mais elaborada da variabilidade dos ensaios, os resultados obtidos são a seguir apresentados de forma gráfica. Propõe-se, no entanto, que a abordagem seja feita independentemente da direcção em que é utilizado o aparelho, já que, para as duas direcções previstas, se verificou uma uniformidade de comportamento, tanto para o coeficiente de variação como para o desvio padrão.

Iniciando-se a análise dos resultados pelo parâmetro estatístico que revelou manter-se constante, apresenta-se, na Figura 10.1, um estudo da variação do desvio padrão em função do número de ressalto, medido em cada uma das dez lajes de ensaio. Assim, é possível confirmar-se uma tendência clara para a constância de valores do desvio padrão, no intervalo do número de ressalto compreendido entre $R=23$ e $R=53$, correspondentes a uma gama de resistências situada entre os 17 MPa e os 82 MPa. O valor mínimo registado para o desvio padrão foi de 0,66 e o máximo de 1,93, situando-se o valor médio em 1,11.

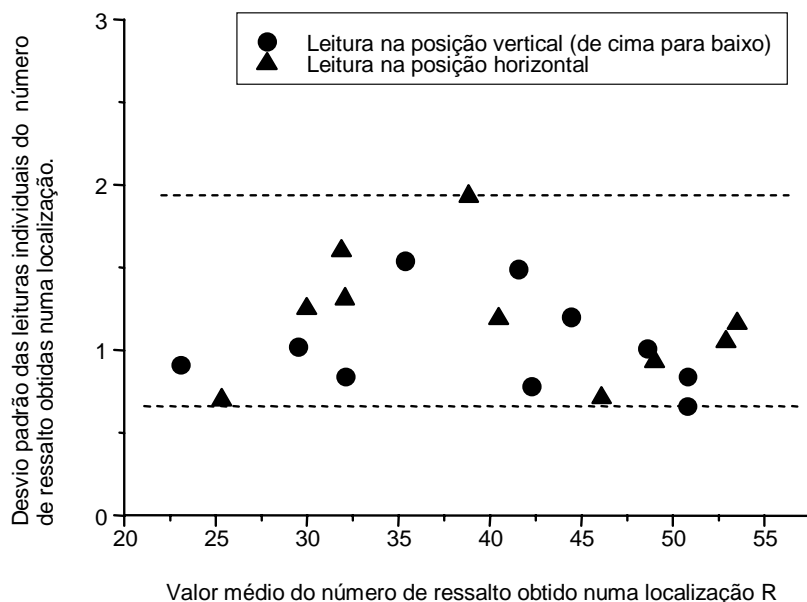


Figura 10.1 – Variação do desvio padrão em função do número de ressalto medido em betões de diferentes resistências e diferentes composições

Atendendo à relação directa entre o desvio padrão e o coeficiente de variação (cv % = desvio padrão das leituras do ressalto / n.º médio do ressalto x 100) e admitindo um desvio padrão constante, poderá esperar-se que o coeficiente de variação das leituras individuais diminua com o aumento do número médio de ressalto e, em consequência, com o aumento da resistência. De facto, esta tendência pode ser confirmada pelos resultados apresentados graficamente nas Figuras 10.2 e 10.3.

A Figura 10.2 representa a relação entre o coeficiente de variação das leituras individuais do número de ressalto efectuadas numa localização (laje) e o valor médio dessas leituras, sendo cada localização representada por um betão de composição diferente. A Figura 10.3 relaciona esse mesmo coeficiente de variação com a resistência à compressão do betão representativa da mesma localização (laje).

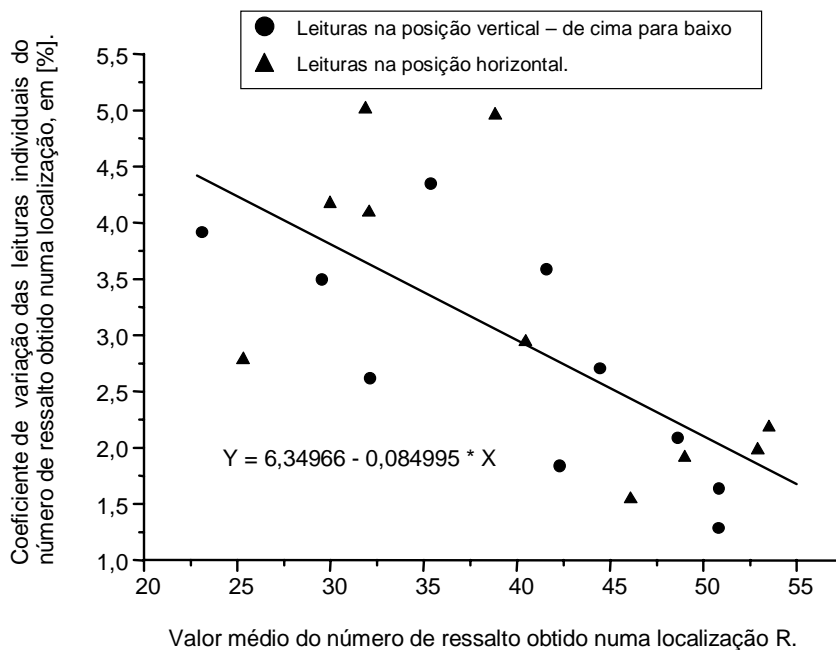


Figura 10.2 – Coeficiente de variação em função do número de ressalto medido em betões de diferentes resistências e diferentes composições

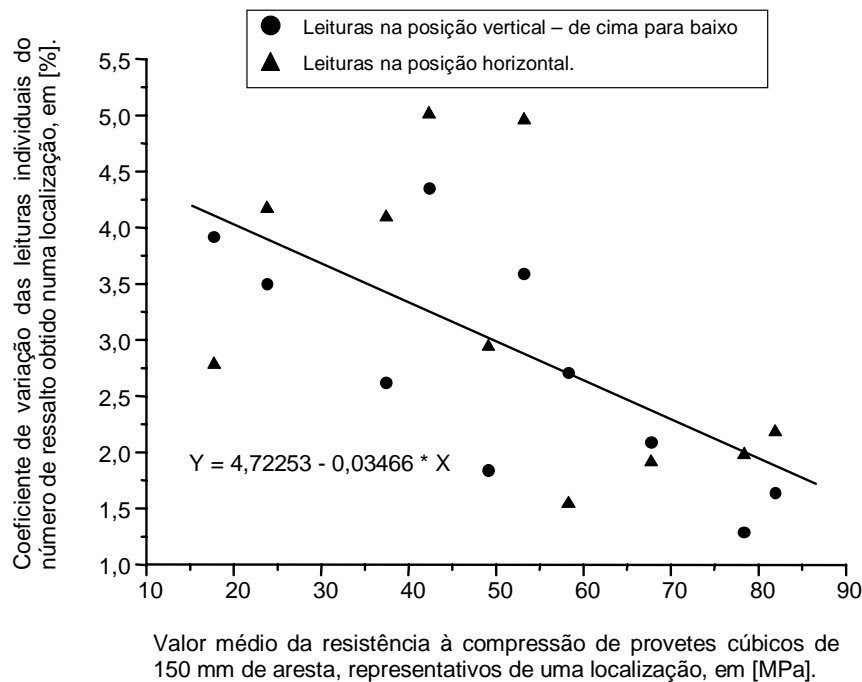


Figura 10.3 – Coeficiente de variação do número de ressalto em função da resistência à compressão de betões de diferente composição

10.3.2.2 – Análise das correlações obtidas

Os dados apresentados nos Quadros 10.1 e 10.2 proporcionaram a obtenção dos gráficos que se apresentam a seguir. Estes gráficos permitem analisar a relação entre a resistência e a dureza superficial medida em cada uma das direcções (vertical e horizontal), separadamente, para as gamas de resistência normal e alta. A relação entre os valores médios do número de ressalto medidos na mesma localização, segundo as duas direcções previstas, é também apresentada.

A análise das correlações obtidas será efectuada separadamente para cada uma das gamas de resistência. Tal separação justifica-se, pelo facto de se terem utilizado condições de cura distintas, que conduziram, de acordo com o procedimento adoptado, a teores de humidade ligeiramente diferentes para a massa interior do betão, sendo este um dos factores a ter em conta na interpretação dos resultados. Contudo, em ambos os casos a superfície do betão apresentava-se isenta de água livre e os betões registavam já um grau de maturidade elevado, uma vez que foram ensaiados aos 28 dias de idade.

A separação proposta faz sentido se o objectivo for o de utilizar as correlações para estimar a resistência. Note-se, porém, que do ponto de vista estritamente associado à relação dureza superficial versus resistência, as condições relativas foram sempre idênticas, ou seja, os provetes padrão foram ensaiados nas mesmas condições em que foi efectuado o ensaio de dureza na laje.

Assim, considerem-se os dois pontos seguintes: correlações obtidas para a gama de resistência normal e correlações obtidas para a gama de alta resistência.

Correlações obtidas para a gama de resistência normal

As Figuras 10.4 e 10.5 representam graficamente os dados obtidos no Quadro 10.1, respectivamente, quando se utilizou o esclerómetro na posição vertical (de cima para baixo) e na posição horizontal. Ambas as figuras representam em abcissas o valor médio do número de ressalto R e em ordenadas o valor médio da resistência à compressão medida em provetes cúbicos padrão e expressa em MPa. Qualquer das grandezas referidas foi obtida de acordo com o procedimento descrito no Capítulo 9 e, recorda-se, cada ponto do gráfico representa uma localização (laje) e, conseqüentemente, uma composição diferente.

Os resultados obtidos parecem confirmar a existência de uma relação entre as duas grandezas representadas, a dureza superficial e a resistência à compressão. Esta relação parece ser mais estreita quando o esclerómetro é aplicado na posição vertical, ou melhor, quando é aplicado na face da laje em contacto com a base do molde durante a betonagem.

A maior dispersão dos resultados verificada no gráfico da Figura 10.5, correspondente à aplicação do esclerómetro na posição horizontal, ou seja, na face lateral dos provetes, deverá ser atribuída mais uma vez à variabilidade do próprio betão. Tal variabilidade foi visualmente confirmada pela maior homogeneidade, traduzida por uma maior compacidade, observada em todas as superfícies dos provetes (lajes) em contacto com a base do molde, comparativamente com as superfícies laterais que apresentavam alguma porosidade, ainda que relativamente pequena.

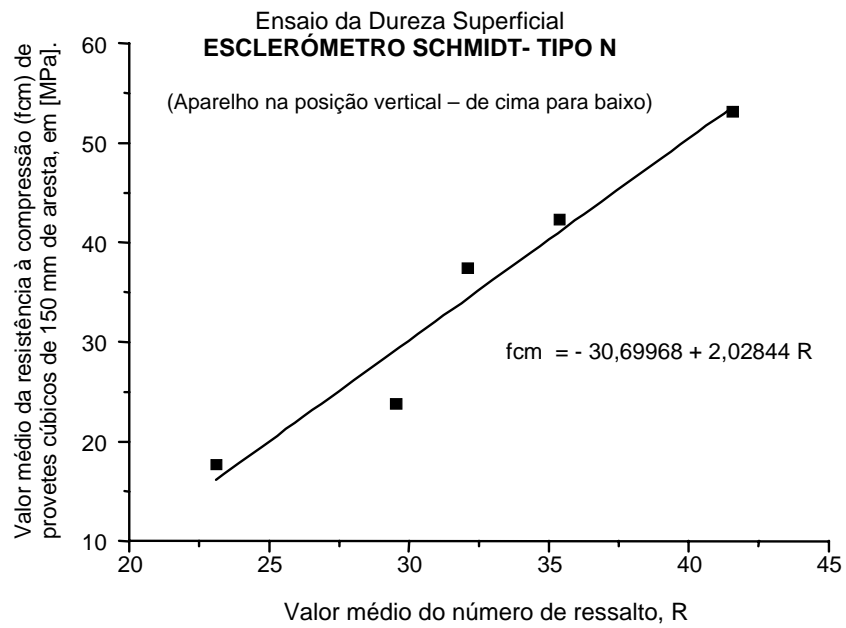


Figura 10.4 – Número de ressalto versus resistência à compressão – direcção vertical

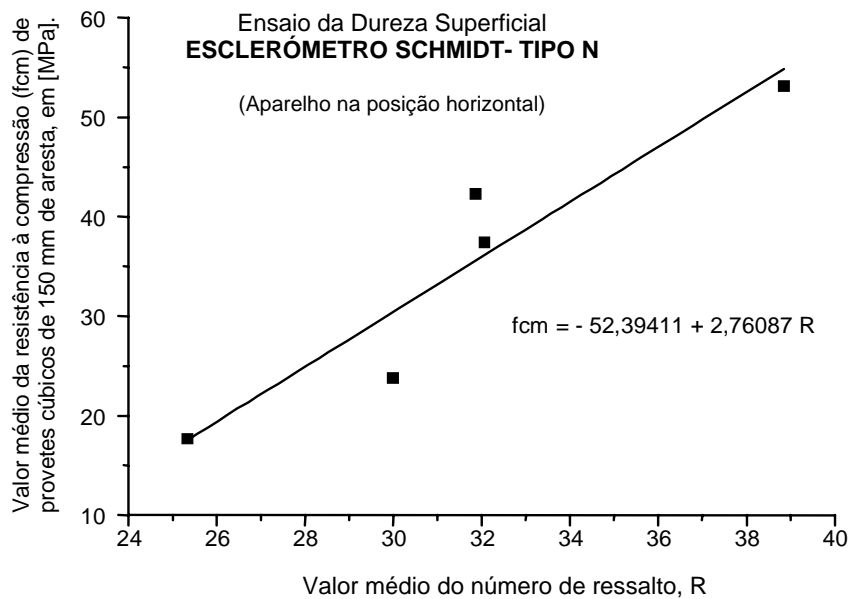


Figura 10.5 – Número de ressalto versus resistência à compressão – direcção horizontal

Dada a escassez de valores disponíveis, não se encontrou adequada a definição dos intervalos de confiança de 95%, já que poderiam conduzir a corredores de confiança de

grande amplitude. A este respeito, poderia recomendar-se a adopção do intervalo de $\pm 25\%$ para a estimativa da resistência com probabilidade de 95%, sugerida pela norma britânica BS 1881: Part 202 [17], para os ensaios de dureza aplicados “in situ”. Outros valores poderão ser utilizados em situações distintas, de acordo com a discussão já apresentada na Secção 3.7.2.

Atente-se agora na Figura 10.6, que representa a relação entre os valores médios do número de ressalto determinados nas diferentes localizações (lajes) por aplicação do esclerómetro nas posições vertical (de cima para baixo) e horizontal.

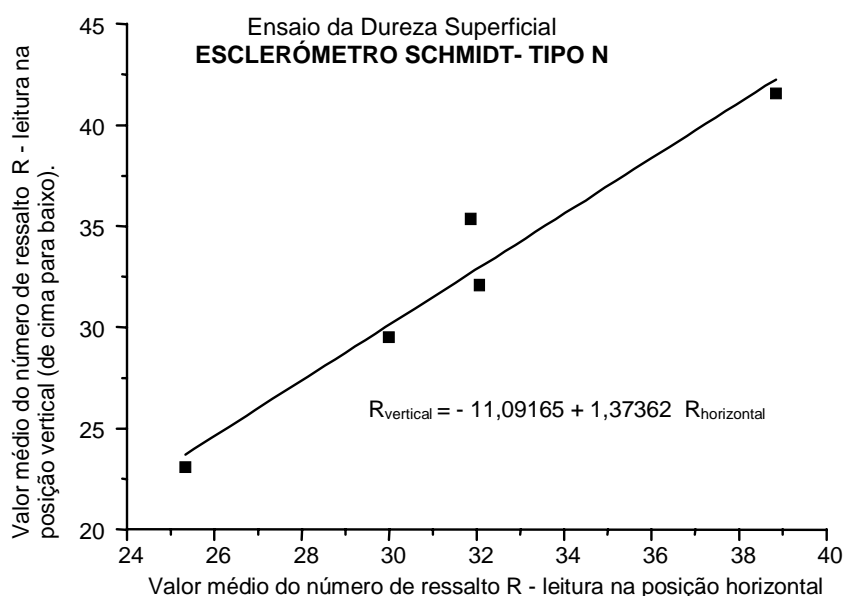


Figura 10.6 – Relação entre números de ressalto nas direcções vertical e horizontal

Repare-se que na Alínea 3.1 do Sub-Capítulo 3.5, aquando da discussão deste assunto, citando os autores Bungey e Millard [24], sugeriu-se que os valores relativos apresentados pelo fabricante para as diferentes posições do aparelho seriam provavelmente válidos, por serem dependentes apenas do equipamento de ensaio. Note-se, que estes dados pressupõem a utilização de um determinado esclerómetro, aplicado em diferentes direcções, porém, na mesma superfície ou em duas superfícies de características idênticas.

Em situações práticas, contudo, não é possível desprezar a variabilidade do betão. O que se constata, nestes casos, é que as superfícies verticais (laterais) apresentam texturas ligeiramente diferentes daquelas em contacto com a base do molde e, em consequência, conduzem a números de ressalto diferentes para representar a mesma massa interior do betão. Às diferenças do número de ressalto referidas somam-se as diferenças resultantes da direcção em que o aparelho é utilizado, estas últimas, dependentes apenas das características do esclerómetro. Este somatório final é, para o caso concreto desta investigação, apresentado na Figura 10.6.

A este respeito, importa também citar as normas britânicas [17], que recomendam a verificação experimental dos valores referidos pelo fabricante. Em suma, antes de se utilizar qualquer relação pré-estabelecida entre os resultados obtidos nas várias direcções de ensaio, deverá observar-se as condições que conduziram à sua obtenção.

Tendo ainda como referência a Figura 10.6, poderá dizer-se que os resultados obtidos revelam uma boa relação entre as leituras do número de ressalto efectuadas nas duas direcções previstas, ou seja, entre as leituras na base e nas superfícies laterais do provete de ensaio (laje).

Correlações obtidas para a gama de alta resistência

À semelhança da análise efectuada para os betões da gama de resistência normal, apresentam-se nas Figuras 10.7 e 10.8 as correlações obtidas para os betões da gama de alta resistência segundo as duas direcções de ensaio previstas, respectivamente, a direcção vertical (de cima para baixo) e a direcção horizontal.

Ao avaliar pelos resultados obtidos, poderá dizer-se que as correlações revelaram menor dispersão em betões da gama de alta resistência que aquela verificada na gama de resistência normal. Os mesmos resultados demonstraram ainda uma menor diferença entre a dispersão verificada nas duas direcções previstas, o que confirma a hipótese desta estar associada à variabilidade do betão. De facto, para alta resistência, as superfícies de ensaio

laterais não apresentavam diferenças visíveis em termos de textura quando comparadas com a superfície da base da laje e a distribuição do betão mostrou-se, aparentemente, bastante homogénea.

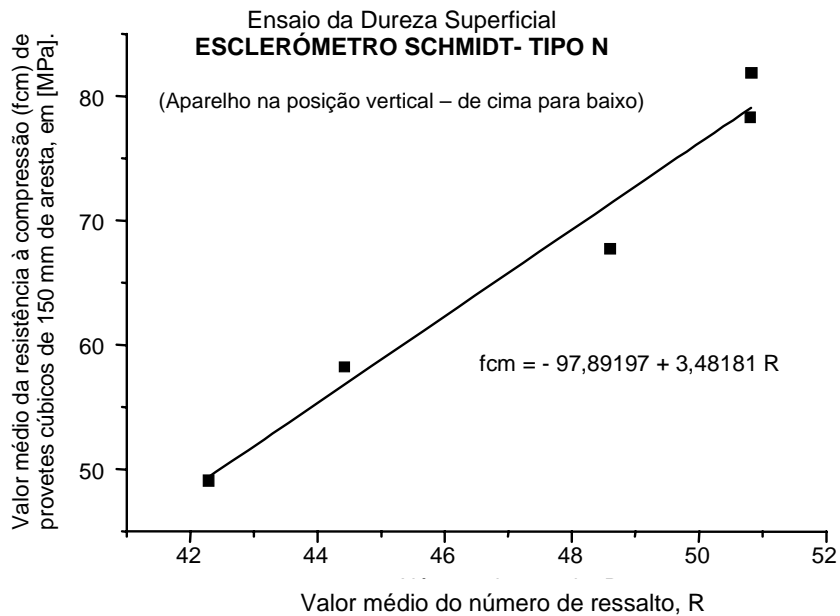


Figura 10.7 – Número de ressalto versus resistência à compressão – direcção vertical

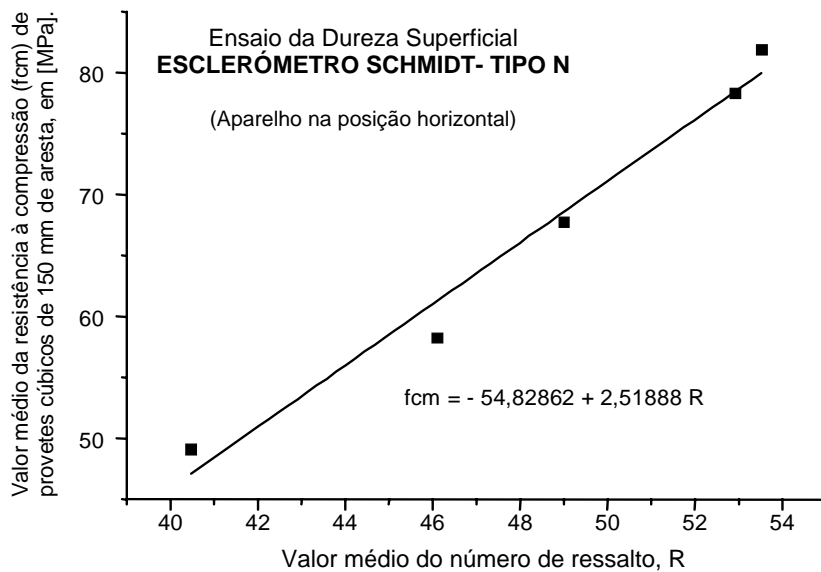


Figura 10.8 – Número de ressalto versus resistência à compressão – direcção horizontal

Na Figura 10.9 apresenta-se, igualmente, a relação entre os valores médios do número de ressalto, determinados nas diferentes localizações (lajes), por aplicação do esclerómetro nas posições vertical e horizontal.

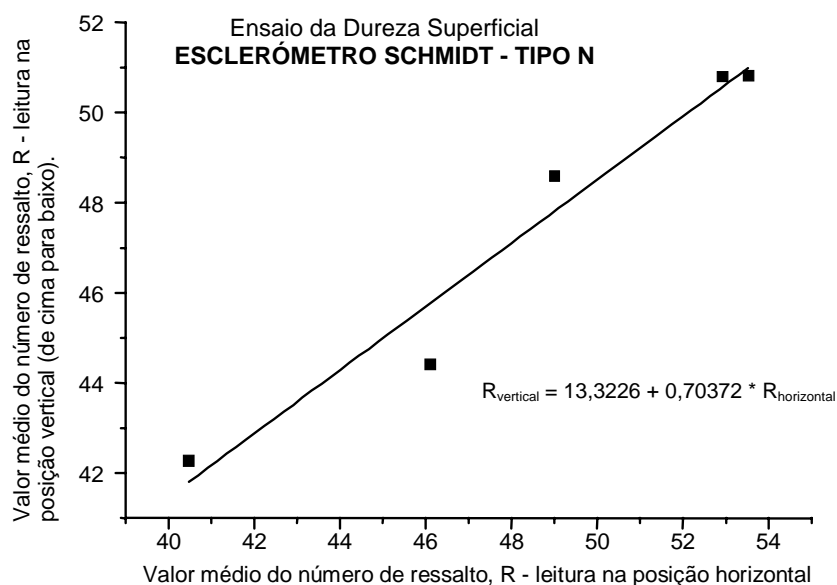


Figura 10.9 - Relação entre números de ressalto nas direcções vertical e horizontal

10.3.3 - Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

10.3.3.1 - Variabilidade do próprio ensaio

A análise dos Quadros 10.3, 10.4, 10.5 e 10.6 conduz às seguintes observações a respeito da variabilidade dos resultados, obtidos no ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons.

Tanto em betões da gama de resistência normal como em betões da gama de alta resistência, verificou-se um aumento do coeficiente de variação nas medições paralelas à direcção de betonagem em comparação com as medições na direcção perpendicular à mesma. Nos betões da gama de resistência normal, o valor médio do coeficiente de variação passou de 0,56% para 1,91% e em betões da gama de alta resistência passou de 0,72% para 1,12%.

Como se pode verificar, este aumento foi mais significativo em betões de resistência normal que em betões da gama de alta resistência. Tal facto poderá ser atribuído à maior homogeneidade desta última classe de resistência.

As Figuras 10.10 e 10.11 mostram, respectivamente, o comportamento do desvio padrão e do coeficiente de variação da velocidade de propagação dos ultra-sons, quando esta grandeza varia de 4,064 km/s a 4,615 km/s, considerando apenas as leituras na posição perpendicular à direcção de betonagem.

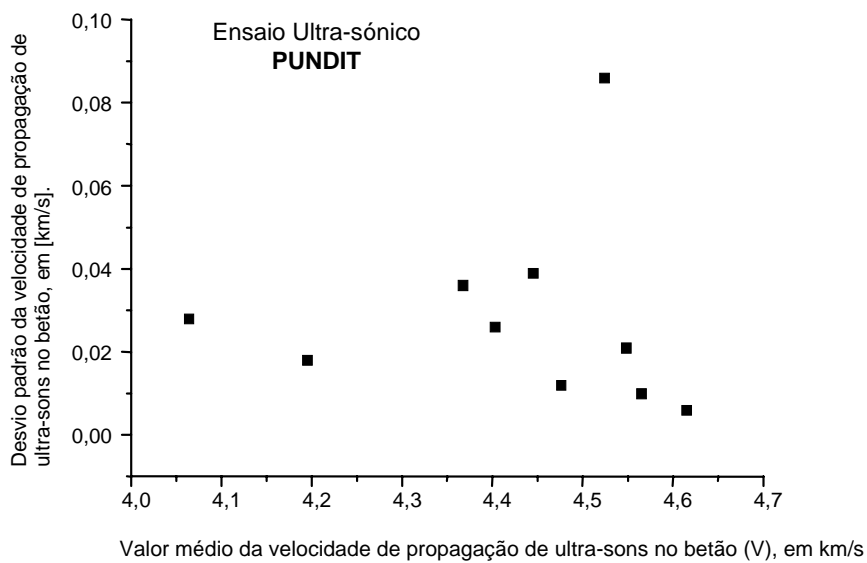


Figura 10.10 – Desvio padrão versus valor médio da velocidade dos ultra-sons

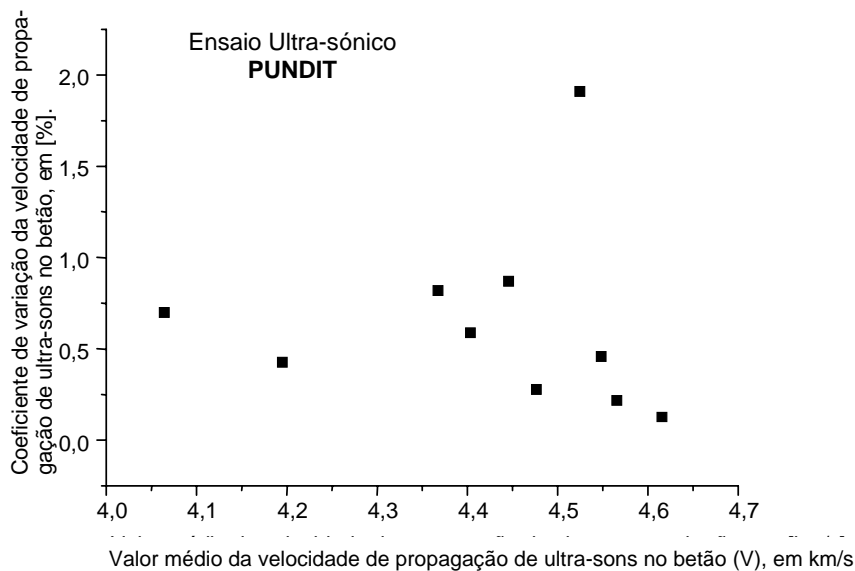


Figura 10.11 – Coeficiente de variação versus valor médio da velocidade dos ultra-sons

Apesar dos dados obtidos não permitirem concluir com rigor acerca destas variações, parece, contudo, haver indícios de que o desvio padrão e o coeficiente de variação tendem a diminuir ligeiramente com o aumento da velocidade de propagação dos ultra-sons.

Numa outra tentativa de encontrar um padrão de comportamento para o desvio padrão e o coeficiente de variação, foram desenhados os gráficos apresentados nas Figuras 10.12 e 10.13, que representam o comportamento de tais parâmetros estatísticos face à variação da resistência à compressão desde os 17 MPa aos 82 MPa. Estas relações foram igualmente estabelecidas apenas para as leituras na direcção perpendicular à direcção de betonagem.

Os valores apresentados nas Figuras 10.12 e 10.13 confirmam igualmente a existência de alguns indícios de que, tanto o desvio padrão como o coeficiente de variação, tendem a diminuir ligeiramente com o aumento da resistência à compressão.

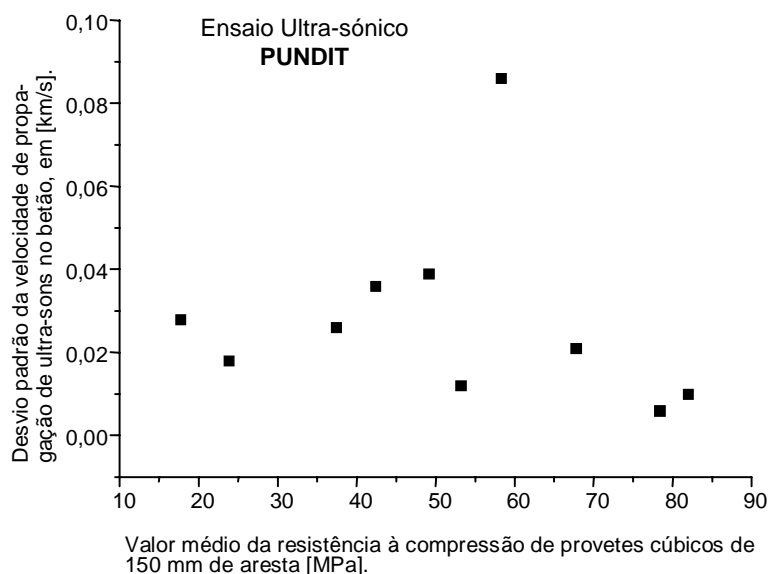


Figura 10.12 – Desvio padrão da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

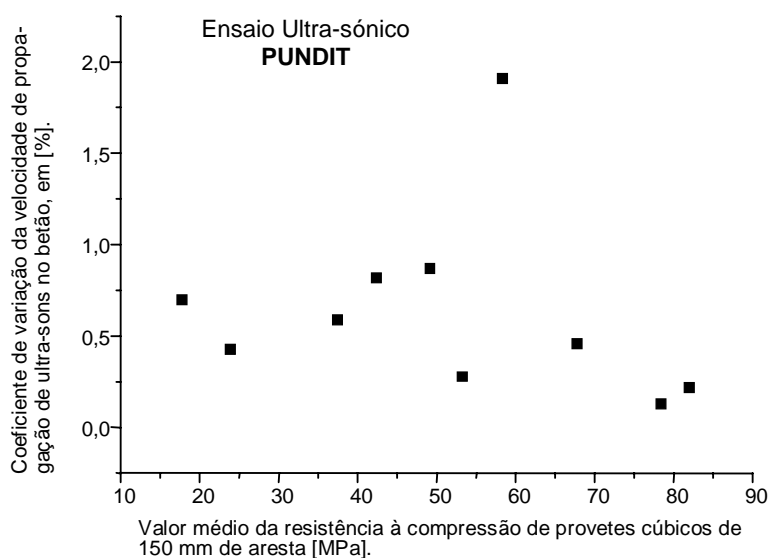


Figura 10.13 – Coeficiente de variação da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

10.3.3.2 - Análise das correlações obtidas

Os dados apresentados nos Quadros 10.3, 10.4, 10.5 e 10.6 proporcionam, respectivamente, a obtenção dos gráficos das Figuras 10.14, 10.15, 10.16 e 10.17.

As Figuras 10.14 e 10.15 representam, para os betões da gama de resistência normal, a relação entre a velocidade de propagação e a resistência à compressão, respectivamente, segundo as direcções paralela e perpendicular à direcção de betonagem. As Figuras 10.16 e 10.17 representam o mesmo tipo de relação aplicada aos betões de alta resistência.

A equação utilizada na obtenção das curvas de correlação é do tipo exponencial e baseia-se nas recomendações dos autores Bungey e Millard [24], oportunamente discutidas no Sub-Capítulo 4.6.

As correlações obtidas para as duas gamas de resistência ensaiadas são tratadas a seguir de forma separada, uma vez que as condições de cura dos betões da gama de resistência normal diferiram daquelas adoptadas para os betões da gama de alta resistência e este factor é susceptível de introduzir variações na leitura da velocidade dos ultra-sons.

Correlações obtidas para a gama de resistência normal

As correlações obtidas para a gama de resistência normal apresentam grande dispersão quando as medições são efectuadas paralelamente à direcção de betonagem, conforme se observa na Figura 10.14. Segundo a direcção perpendicular à betonagem essa dispersão diminui significativamente, conduzindo a uma correlação razoável (Figura 10.15).

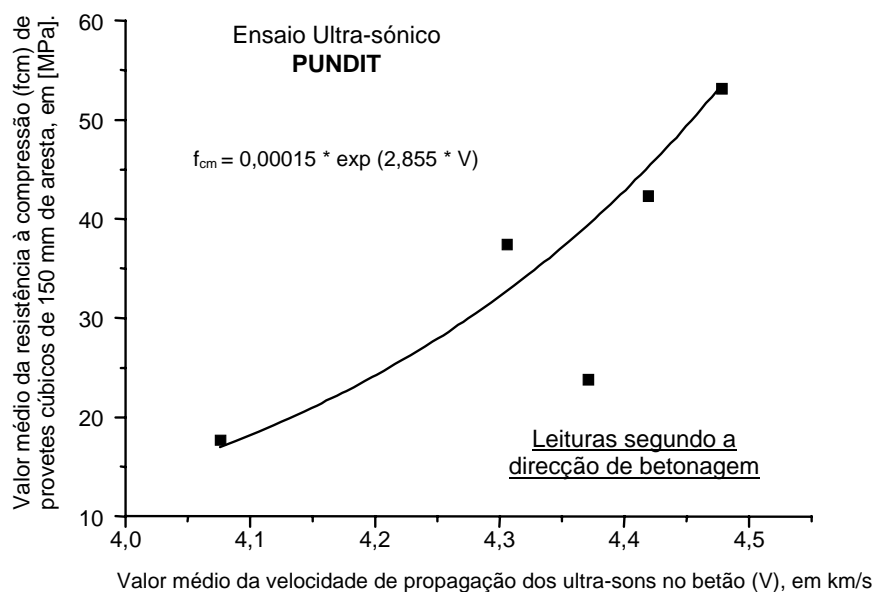


Figura 10.14 – Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão para betões da gama de resistência normal

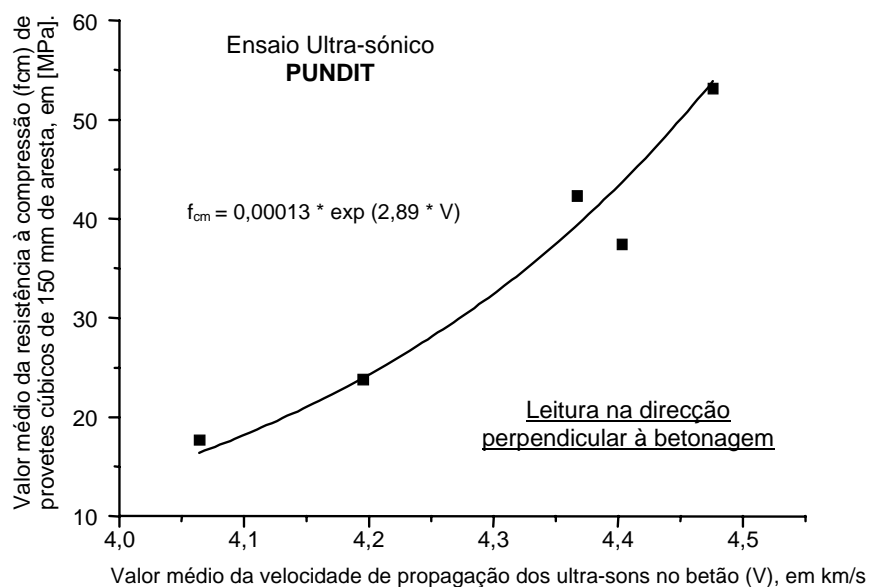


Figura 10.15 – Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão em betões da gama de resistência normal

Correlações obtidas para a gama de alta resistência

As correlações obtidas para a gama de alta resistência apresentam resultados muito diferentes consoante as direcções em que as medições são efectuadas. Assim, segundo a direcção de betonagem, os dados obtidos não permitem estabelecer qualquer relação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e a resistência à compressão, Figura 10.16. Contrariamente, considerando-se apenas as medições segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem, verifica-se que é possível estabelecer alguma correlação entre as grandezas em causa, Figura 10.17. Contudo, para valores acima dos 70 MPa (ou velocidade de 4,55 km/s), parece acentuar-se a dispersão dos resultados, apesar destes serem muito escassos para concluir correctamente acerca desta ocorrência.

Apesar da escassez de resultados, a relação do tipo exponencial entre as grandezas em causa, deixa antever a necessidade de serem tomadas precauções especiais para velocidades de propagação acima de 4,55 km/s, já que, qualquer pequena variação desta grandeza acima do valor referido, poderá conduzir a grandes variações da resistência.

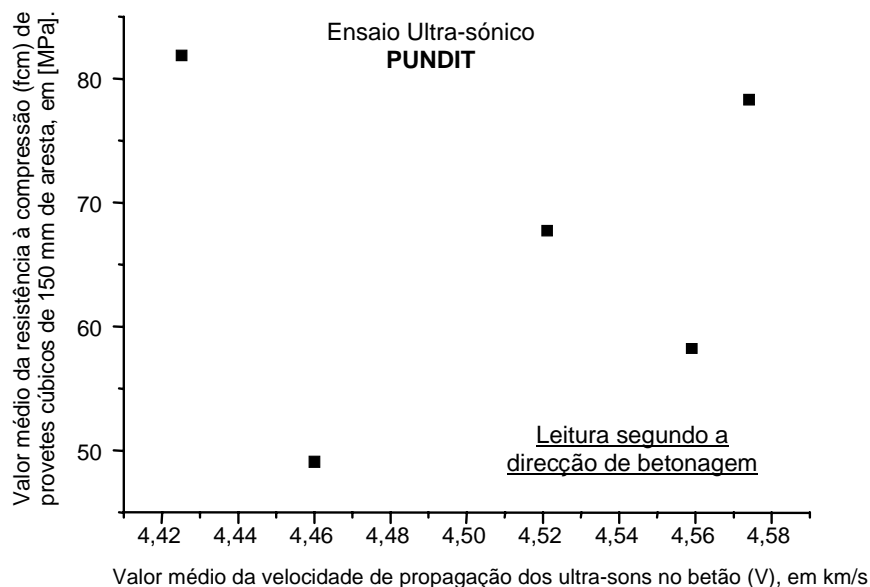


Figura 10.16 – Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão em betões da gama de alta resistência

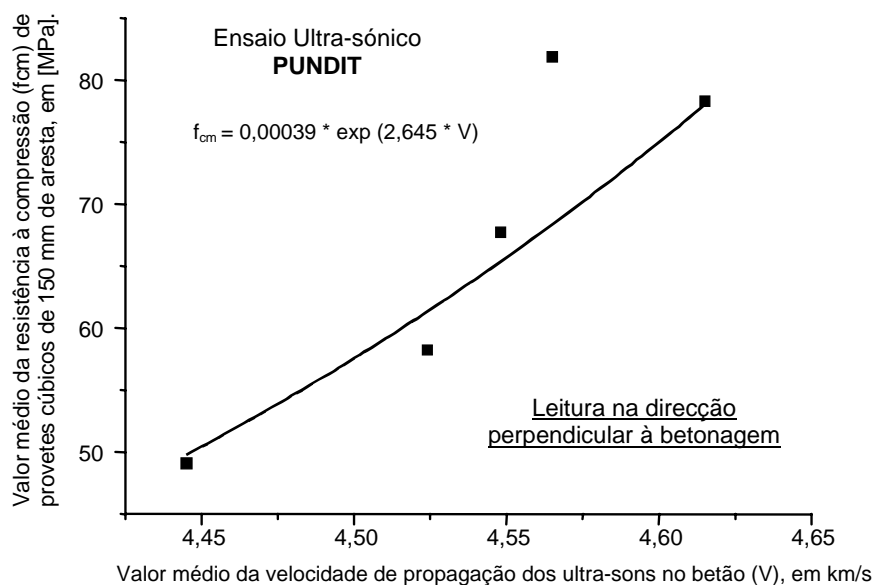


Figura 10.17 – Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão em betões da gama de alta resistência

10.3.3.3 - Enquadramento com resultados de outras investigações

Na bibliografia consultada foi possível encontrar um estudo realizado pelos autores Price e Hynes [79] versando a aplicação de diferentes métodos não destrutivos em dois betões de alta resistência, fabricados com dois tipos de inertes diferentes, a mesma razão água/cimento e onde a variável foi a maturidade. Nesse estudo, os autores referem a obtenção de correlações muito boas entre a velocidade de propagação (que variou dos 4,15 km/s aos 4,65 km/s) e a resistência (que variou dos 45 MPa aos 90 MPa). Demonstraram ainda que as correlações são altamente dependentes do tipo de inertes e que são essencialmente lineares para inertes graníticos e que para inertes siliciosos mostram uma tendência do tipo exponencial.

Note-se, porém, que a metodologia adoptada por Price e Hynes [79] difere substancialmente daquela que se apresenta neste trabalho, já que, no primeiro caso, o betão foi sempre o mesmo, permitindo eliminar a influência introduzida pela variação das proporções dos materiais na mistura. Este facto contribuiu, certamente, para as boas correlações obtidas.

Com base nos dados obtidos no presente trabalho, poder-se-á concluir que a tendência das correlações entre a velocidade de propagação e a resistência à compressão, para betões com inertes grossos constituídos por granito britado e inertes finos constituídos por areia rolada são, essencialmente, do tipo exponencial. Acrescenta-se, ainda, que o tipo de equação proposto por Bungey e Millard [24] se adequa bem às correlações obtidas no presente trabalho, provavelmente por incluírem uma gama de resistências muito ampla (17 MPa a 82 MPa). A relação do tipo linear referida pelos autores Price e Hynes [24] parece ser suficientemente adequada quando aplicada a betões de alta resistência acima dos 45 – 50 MPa, valor a partir do qual a curva de correlação obtida neste trabalho, mostrou já uma tendência linear.

Estas conclusões encontram fundamento nos gráficos das Figuras 10.18 e 10.19 onde se representa a relação entre a velocidade de propagação de ultra-sons e a resistência à compressão para todos os betões ensaiados no presente trabalho, respectivamente, segundo a direcção paralela e perpendicular à direcção de betonagem. Note-se, porém que esta correlação é apresentada apenas para definir uma tendência geral da equação, ainda que grosseira, e não pode ser utilizada para estimar a resistência, já que os betões foram sujeitos a condições de cura diferentes.

Considerando que os betões foram ensaiados com um grau de maturidade elevado, poderá pensar-se que, a influência na velocidade de propagação e na resistência dos provetes de ensaio fica a dever-se sobretudo às condições de humidade. Por outro lado, a influência da humidade em betões de alta resistência apresenta em geral pouco significado quando comparada com os betões de resistência normal [24], provavelmente devido ao efeito de auto-dessecação e à reduzida permeabilidade e porosidade associada a esta gama de resistências. Este facto justifica, de certa forma, a representação num único gráfico das gamas de resistência normal e alta, a menos das pequenas diferenças existentes entre elas.

A Figura 10.18 reúne, no mesmo gráfico, os resultados apresentados nas Figuras 10.14 e 10.16, enquanto a Figura 10.19 reúne os resultados das Figuras 10.15 e 10.17.

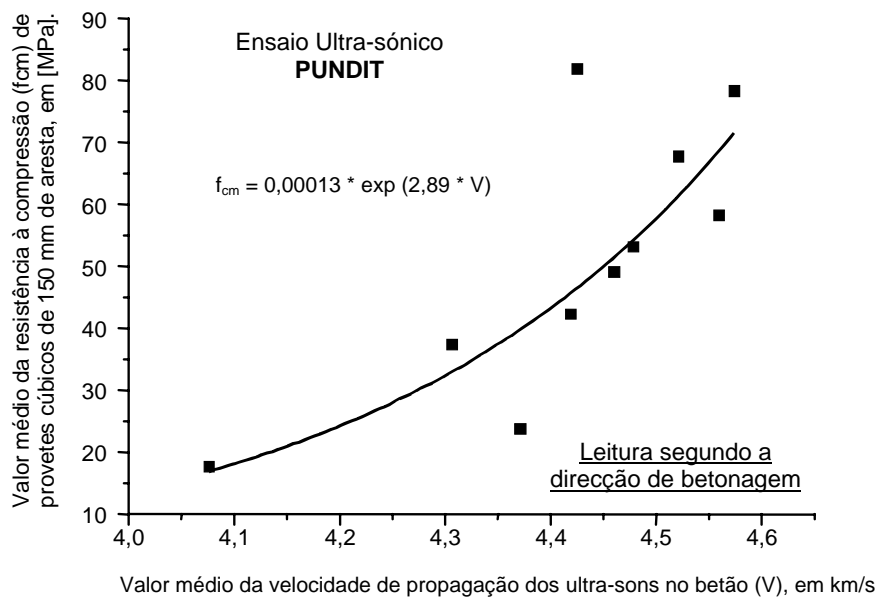


Figura 10.18 – Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

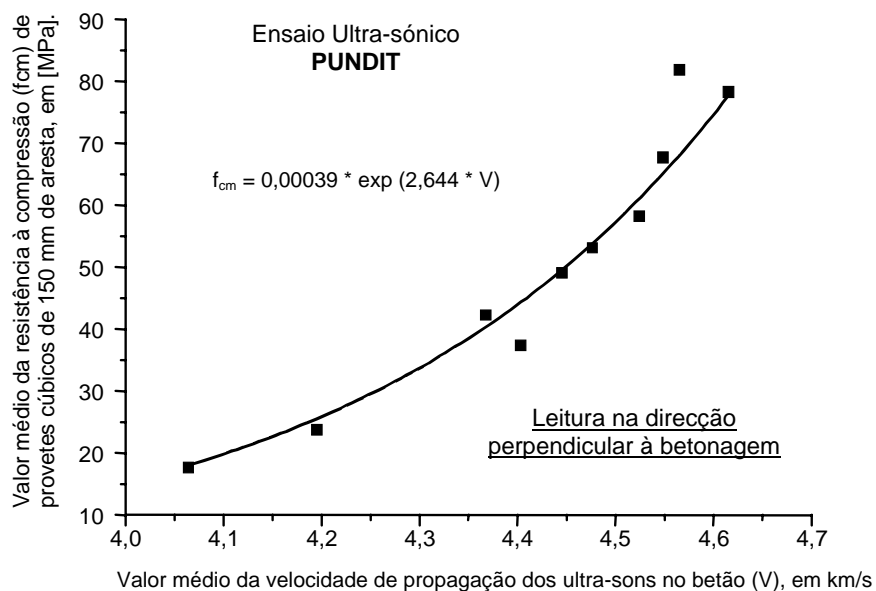


Figura 10.19 – Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

10.3.4 - Ensaio de medição da resistência à penetração

10.3.4.1 - Variabilidade do próprio ensaio

A análise dos dados apresentados nos Quadros 10.7 e 10.8 conduz às seguintes observações a respeito da variabilidade dos ensaios de medição da resistência à penetração.

O desvio padrão da distância exposta, obtido em cada uma das 5 lajes de betão da gama de resistência normal, a partir de um conjunto de seis leituras individuais, por aplicação da Pistola de Windsor, variou desde 1,54 mm até 3,34 mm, situando-se o valor médio em 2,10 mm. O coeficiente de variação da mesma grandeza variou de 3,10% a 8,53%, situando-se em média nos 4,53%.

Os valores obtidos enquadram-se perfeitamente nos intervalos de variação encontrados na bibliografia consultada e referida na Secção 5.7.2, quer para o desvio padrão, quer para o coeficiente de variação. Concretamente, a bibliografia consultada resume resultados de várias investigações realizadas com o mesmo tipo de aparelho e compilados por Malhotra e Carette [64]. Nesse estudo é possível observar-se que o desvio padrão da distância exposta se situou entre 1,37 mm e 4,05 mm, enquanto o coeficiente de variação da mesma grandeza variou de 3,4% até 8,3%, situando-se em média nos 5,5%. Também a norma britânica BS 1881: Part 207 [18] e os autores Bungey e Millard [24] apontam como provável que o coeficiente de variação numa localização sob condições “in situ” não supere os 5%.

Quando a Máquina Alternativa de Ensaio foi aplicada em betões da gama de resistência normal, o desvio padrão da distância exposta obtido em cada uma das cinco lajes de ensaio, a partir de pelo menos 12 leituras individuais, variou de 0,80 mm até 1,65 mm, situando-se em média em 1,166 mm. No que diz respeito ao coeficiente de variação da mesma grandeza, os valores obtidos variaram desde 3,19% até 8,54% e apresentaram um valor médio de 5,39%.

Os valores do desvio padrão, obtidos da forma acima descrita, para as duas técnicas de ensaio aplicadas em betões da gama de resistência normal, não podem ser comparados entre si, já que as dimensões da sonda diferem significativamente. Contudo, a comparação pode ser estabelecida em termos do coeficiente de variação dos resultados e, neste caso, é notória a semelhança, ou melhor, a proximidade dos valores obtidos para os dois aparelhos de ensaio utilizados. Estes resultados parecem indicar que o coeficiente de variação da distância exposta não depende das dimensões da sonda nem do nível de carga impulsionadora, quando são utilizadas estas duas técnicas de ensaio.

A aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio nas cinco lajes de betão de alta resistência, efectuando-se pelo menos sete leituras individuais em cada laje, conduziu à obtenção de cinco valores do desvio padrão da distância exposta, que oscilaram entre 0,56 mm e 1,64 mm, registando-se um valor médio de 0,99 mm. Para a mesma grandeza, o coeficiente de variação variou de 2,76% a 8,87% e, em média, mostrou um valor de 5,42%.

Tal como sucedeu anteriormente e pelas mesmas razões já apontadas, o desvio padrão da distância exposta, obtido em betões de alta resistência, não pode ser directamente comparado com os desvios padrão obtidos em betões da gama inferior. A comparação terá que ser feita, mais uma vez, a partir dos valores do coeficiente de variação. Assim, apresenta-se no Quadro 10.13 o resumo dos resultados obtidos por aplicação das duas técnicas de ensaio e para as duas gamas de resistência, no que a este parâmetro estatístico diz respeito.

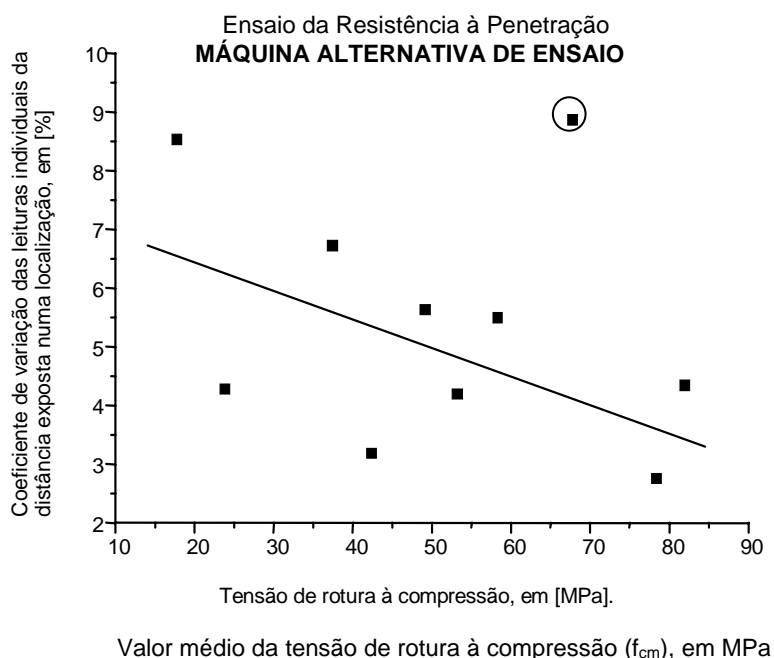
Quadro 10.13 – Coeficiente de variação da distância exposta para as diferentes técnicas do ensaio de resistência à penetração utilizados no presente trabalho

Tipo de betão	Técnica de ensaio	Valores máximo e mínimo do coeficiente de variação, em [%].		Valor médio do coeficiente de variação numa localização [%]
Betões da gama de resistência normal	Windsor (6)	3,10	8,53	4,53
	Máquina Alternativa (12)	3,19	8,54	5,39
Betões da gama de alta resistência	Máquina Alternativa (7)	2,76	8,87 5,64*	5,42 4,56*

Notas: 1. Entre parêntesis indica-se o número mínimo de leituras individuais efectuadas numa localização (laje).
2. * Valores mais prováveis (correspondem à anulação do valor obtido na laje N38 por se afastar de modo absurdo dos outros valores).

A partir dos resultados apresentados no Quadro 10.13 é possível observar-se que o valor médio dos coeficientes de variação, obtidos em betões de composição diferente, por aplicação de diferentes técnicas de ensaio (pelo menos as duas aqui referidas) oscila aproximadamente entre 4,5% e 5,4%. Estes resultados parecem também indicar que o valor médio do coeficiente de variação da distância exposta se mantém razoavelmente estável para as duas gamas de resistência abrangidas.

Um estudo do padrão de comportamento do coeficiente de variação da distância exposta, face à variação da resistência à compressão do betão, é apresentado na Figura 10.20, com base nos valores obtidos nas 10 lajes de betão ensaiadas com a Máquina Alternativa de Ensaio. O gráfico assim obtido, parece indicar uma ligeira tendência para a redução do coeficiente de variação com o aumento da tensão de rotura à compressão do betão. Este facto poderá ser provavelmente atribuído à maior proximidade entre as resistências da pasta de cimento e do inerte, à medida que a resistência da primeira aumenta.



Nota: 1. O valor dentro do círculo não foi considerado na obtenção da regressão linear que se apresenta nesta figura.
2. O número mínimo de leituras da distância exposta, por localização (laje), foi de 7.

Figura 10.20 – Resistência à compressão versus coeficiente de variação da distância exposta usando a Máquina Alternativa de Ensaio

10.3.4.2 - Análise das correlações obtidas

Por razões óbvias que se prendem com o facto de terem sido utilizados sistemas de ensaio diferentes, ou mesmo, sondas e cargas de fulminante diferentes para as duas gamas de resistências ensaiadas no caso da Máquina Alternativa de Ensaio, a análise das correlações com a resistência terá que ser efectuada, em consequência, separadamente para cada sistema de ensaio e para cada gama de resistências.

Correlações obtidas para a gama de resistências normal

As Figuras 10.21 e 10.22 representam graficamente os resultados apresentados no Quadro 10.7, estabelecendo a relação entre a tensão de rotura à compressão e a resistência à penetração do betão, por aplicação, respectivamente, da Pistola de Windsor e da Máquina Alternativa de Ensaio.

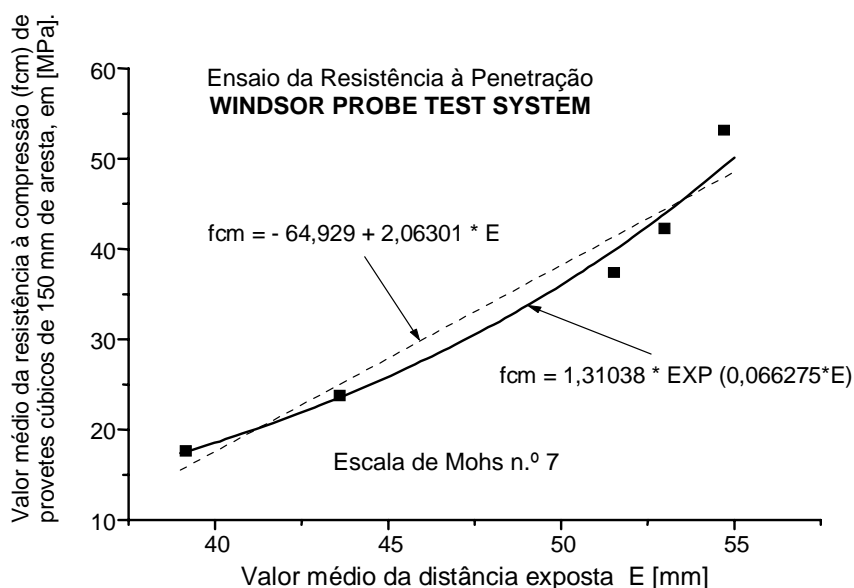


Figura 10.21 – Resistência à penetração versus resistência à compressão, em betões de resistência normal, usando a Pistola de Windsor

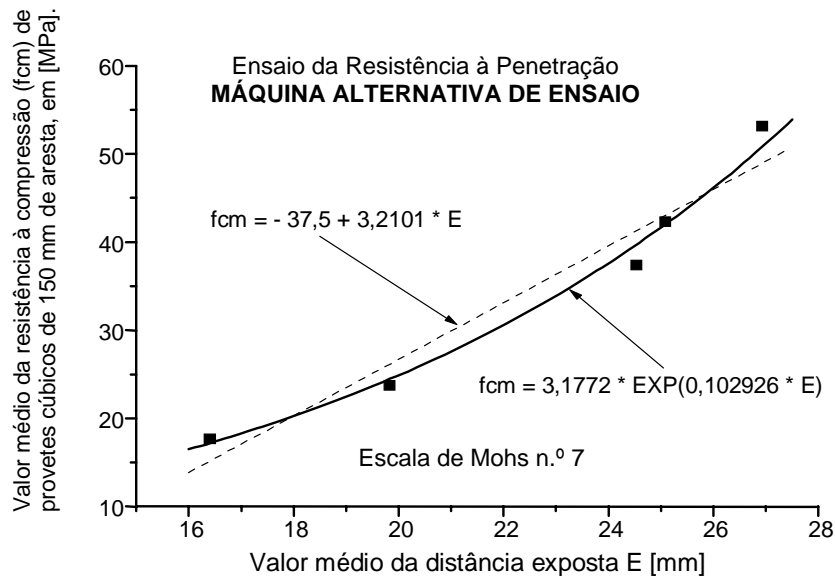


Figura 10.22 – Resistência à penetração versus resistência à compressão, em betões de resistência normal, usando a Máquina Alternativa de Ensaio

A comparação entre as correlações apresentadas nas Figuras 10.21 e 10.22 permite concluir que a Máquina Alternativa de Ensaio revelou um comportamento muito semelhante àquela proporcionado pela Pistola de Windsor. Estes resultados permitem, desde logo, confirmar a aplicabilidade da “técnica do pistão” (Máquina Alternativa de Ensaio) na estimativa da resistência do betão endurecido.

Nas Figuras 10.21 e 10.22 apresentaram-se dois tipos de correlações: a correlação do tipo linear e a correlação do tipo exponencial. Os resultados obtidos apontam como melhor aproximação as correlações do tipo exponencial, equacionadas da seguinte forma:

$$f_{cm} = A * \exp(B * E)$$

Onde:

f_{cm} = Valor médio da tensão de rotura à compressão numa localização;

E = Valor médio da distância exposta, na mesma localização;

A e B são constantes.

Note-se, contudo, que a correlação do tipo linear não pode ser completamente posta de parte, dada a escassez de resultados disponíveis.

Correlações obtidas para a gama de alta resistência

A Figura 10.23 representa graficamente os resultados do Quadro 10.8, estabelecendo a relação entre a tensão de rotura à compressão e a resistência à penetração, quando se aplicou a Máquina Alternativa de Ensaio.

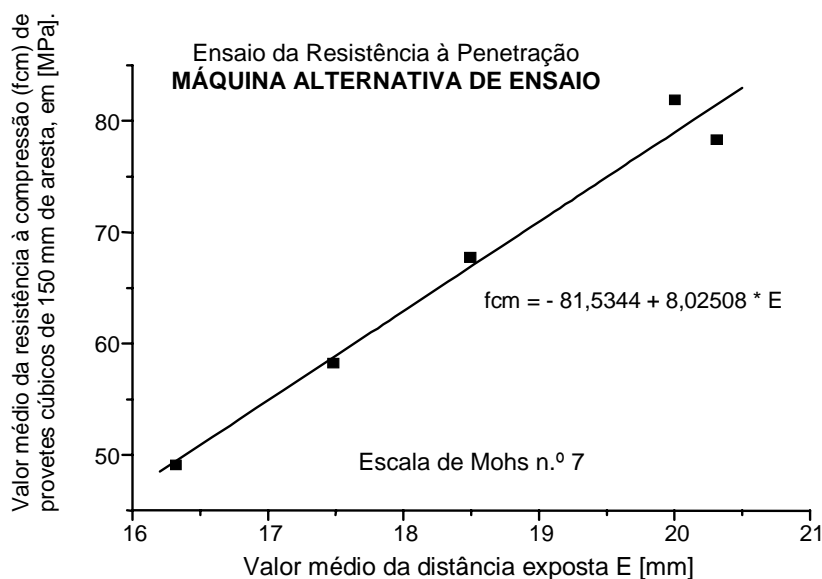


Figura 10.23 – Resistência à penetração versus resistência à compressão, em betões de alta resistência, usando a Máquina Alternativa de Ensaio

Os resultados obtidos, apesar de escassos, revelam-se muito consistentes, permitindo concluir que os ensaios de resistência à penetração podem ser aplicados em betões da gama de alta resistência e que a “técnica do pistão” se revelou particularmente útil para esse efeito.

A correlação do tipo linear mostrou-se adequada, tendo-se registado um coeficiente de correlação da ordem de 0,987 com base em cinco pontos do gráfico. As Figuras 10.24 e 10.25 representam, respectivamente, os corredores de confiança de 95% e 90%, obtidos para esta correlação linear.

A partir da Figura 10.24 constata-se que os limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão se situam num intervalo de variação inferior a

± 20%, em relação ao valor médio estimado a partir de um número mínimo de leituras da distância exposta situado entre 7 e 10.

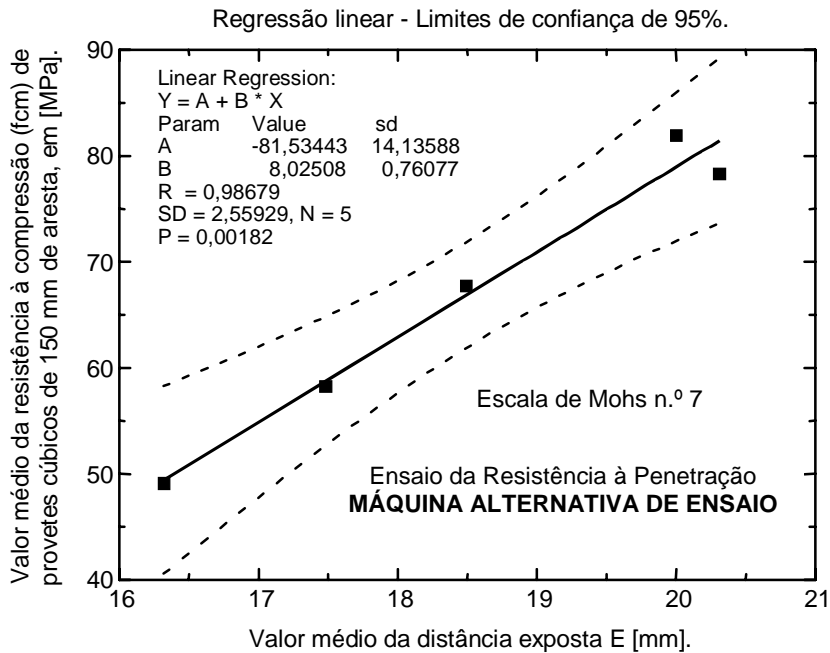


Figura 10.24 – Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão de betões de alta resistência usando a Máquina Alternativa de Ensaio

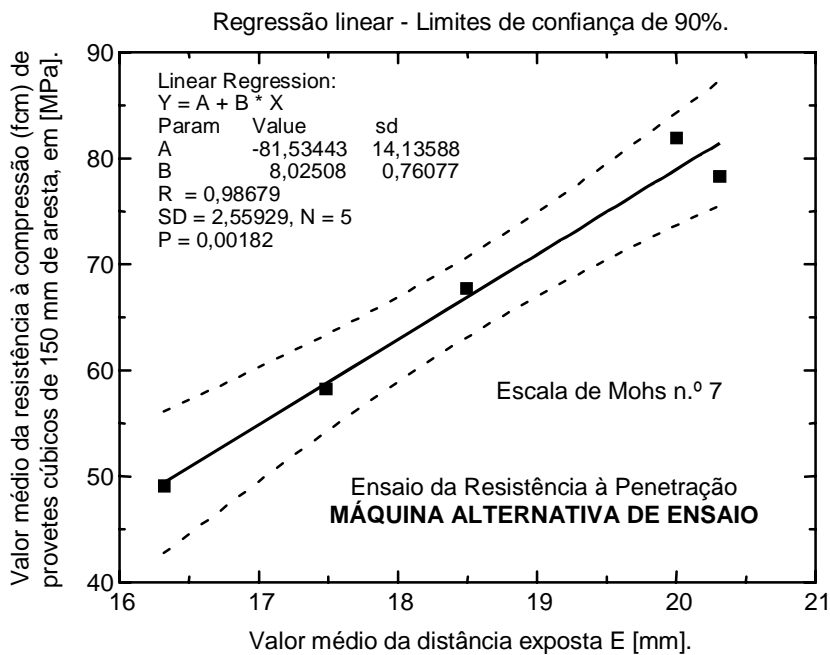


Figura 10.25 – Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência à compressão de betões de alta resistência usando a Máquina Alternativa de Ensaio

10.3.5 - Ensaios de arranque

10.3.5.1 - Variabilidade do próprio ensaio

A análise do Quadro 10.9 conduz às seguintes observações a respeito da variabilidade das leituras do ensaio de arranque numa determinada localização (laje).

O desvio padrão das leituras da força de arranque última, efectuadas nas diferentes localizações (lajes) de betões das gamas de resistência normal e alta, variou desde 1,24 kN até 5,19 kN, situando-se em média nos 2,51 kN, conforme se ilustra na Figura 10.26.

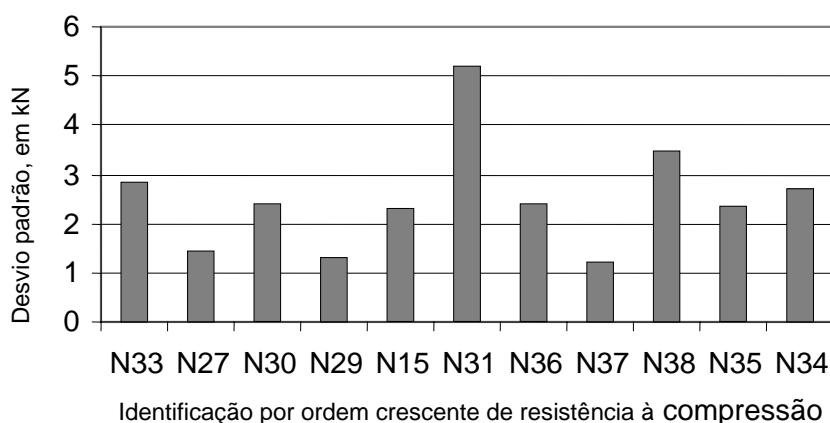


Figura 10.26 – Desvio padrão da força de arranque numa localização em função da resistência

Se fosse excluído o valor do desvio padrão obtido na laje N31 (5,19 kN), por apresentar um valor pouco corrente, todos os restantes dez valores se situariam entre 1,24 kN e 3,46 kN, apresentando em média um desvio padrão de 2,24 kN.

Quaisquer dos valores médios obtidos (2,51 kN ou 2,24 kN) afiguram-se como sendo razoáveis à luz da variação típica sugerida por Krenchel e Petersen [52]. Concretamente, estes autores apontam como sendo típicos, os valores do desvio padrão situados entre 1,9 kN e 2,5 kN, quando o ensaio de arranque é aplicado em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, e um valor próximo de 2,8 kN, quando se ensaiam provetes

de maiores dimensões que os provetes padrão referidos, como aliás se processou no presente trabalho experimental.

Os resultados apresentados no Quadro 10.9 indicam, ainda, que o desvio padrão permanece razoavelmente estável, independentemente da classe de resistência do betão. De facto, exceptuando-se o valor obtido na laje N31, não se afiguram diferenças significativas no desvio padrão para as duas gamas de resistência ensaiadas.

O coeficiente de variação das leituras da força de arranque última, efectuadas nas diferentes localizações (lajes) de betões das gamas de resistência normal e alta, por seu lado, oscilou entre 2,91% e 18,92%, situando-se em média nos 7,56%, conforme se ilustra na Figura 10.27.

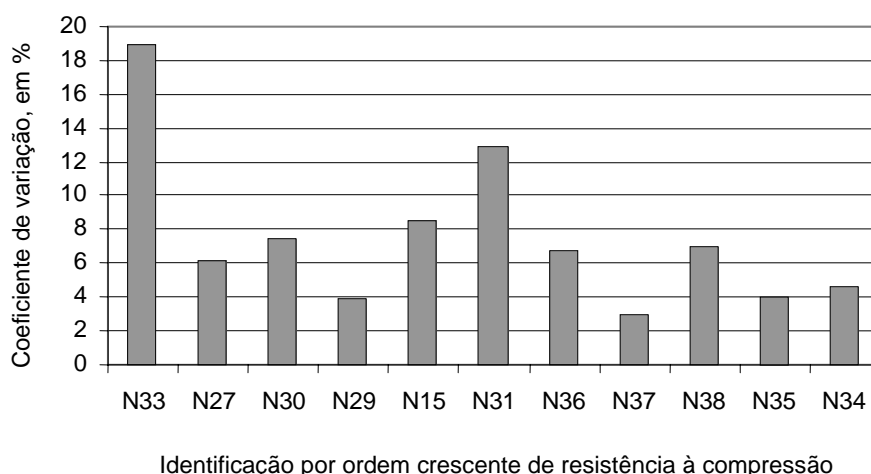


Figura 10.27 – Coeficiente de variação da força de arranque numa localização em função da resistência

Se, à semelhança da análise efectuada para o desvio padrão e pela mesma razão, fosse excluído o valor do coeficiente de variação obtido na laje N33 (18,92%), poder-se-ia dizer que as restantes dez localizações (lajes) apresentam valores situados entre 2,91% e 12,90%, registando-se um valor médio de 6,43%.

Também neste caso, quaisquer dos valores médios obtidos (7,56% ou 6,43%) se enquadram nos valores típicos normalmente encontrados na bibliografia consultada. De

facto, Krenchel e Petersen [52] encontraram como sendo típicos, os valores médios do coeficiente de variação situados entre 6,8% e 7,5%, quando o ensaio de arranque é efectuado em provetes cúbicos de 150 mm de aresta. Para provetes de maiores dimensões, que é o caso da análise experimental que aqui se apresenta, o coeficiente de variação típico parece situar-se próximo dos 9,9%, de acordo com os mesmos autores.

A norma britânica BS 1881: Part 207 [18] aponta para um coeficiente de variação típico para os ensaios de arranque efectuados “in situ” da ordem dos 7%.

Carino [25], por sua vez, refere como típicos valores situados entre os 4% e os 15%, apresentando em média 8%, quando foram utilizadas configurações de ensaio diferentes, tipos de inertes diferentes, diferentes máximas dimensões do inerte e diferentes tamanhos dos provetes de ensaio.

Os trabalhos realizados por Carino [25] revelaram um aumento dos valores do desvio padrão com o aumento da resistência e, em consequência, um coeficiente de variação razoavelmente constante. Estes resultados levaram o autor [25] a concluir que, para uma vasta gama de resistências, o coeficiente de variação seria o melhor parâmetro para caracterizar a repetibilidade do ensaio.

À luz dos resultados obtidos na presente análise experimental não se constata, porém, qualquer tendência clara que indicie um aumento ou diminuição dos valores do desvio padrão ou do coeficiente de variação face à variação da resistência à compressão dos betões.

A máxima dimensão do inerte parece exercer uma influência significativa na variabilidade dos ensaios, como afirma o próprio Carino [25]. Note-se que na presente análise experimental, o tipo, natureza e máxima dimensão do inerte foram sempre os mesmos, para além do facto de se ter utilizado a mesma curva de referência de Faury em 10 dos 11 betões fabricados, o que proporcionou uma distribuição praticamente uniforme das granulometrias. Pelo contrário, a avaliação efectuada por Carino [25], baseia-se, não só em diferentes máximas dimensões do inerte, como também, em diferentes configurações de ensaio. Este facto poderá, eventualmente, justificar as diferenças verificadas.

10.3.5.2 - Análise das correlações obtidas

Os dados apresentados no Quadro 10.9 proporcionaram a obtenção do gráfico que se apresenta na Figura 10.28. Este gráfico relaciona a força de arranque última, obtida por aplicação do sistema “Capo-test”, com a resistência à compressão equivalente em cubos, obtida pelo ensaio de carotes.

Não obstante os ensaios de arranque e de resistência à compressão de carotes terem sido efectuados na mesma altura, as lajes apresentavam idades diferentes, compreendidas entre os 8 meses e um ano. Acredita-se, porém, que a diferença de idade verificada não prejudica a validade da correlação obtida, já que não seria de esperar que a resistência variasse significativamente desde os 8 meses até um ano de idade dos betões, em condições de cura que permaneceram relativamente estáveis.

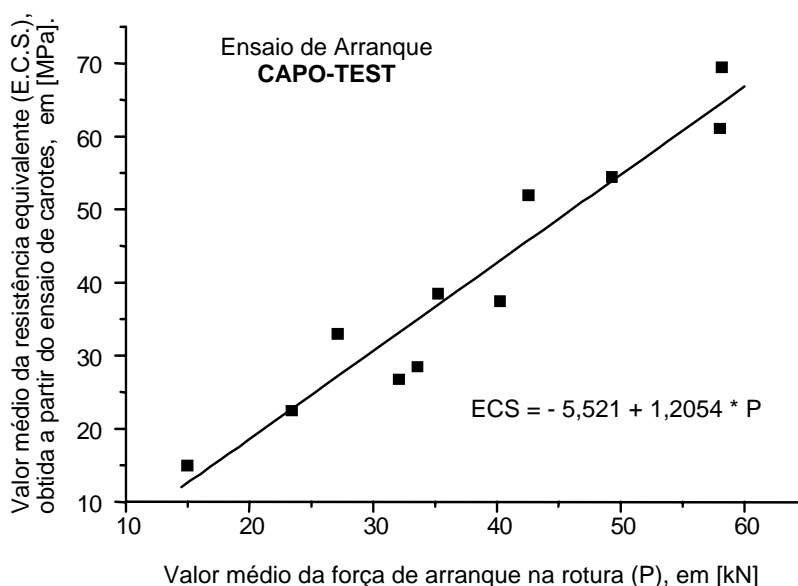


Figura 10.28 – Força de arranque “Capo-test” versus resistência à compressão equivalente em cubos

Da análise efectuada a partir da Figura 10.28, poderá inferir-se que existe uma boa relação entre os dois parâmetros avaliados para toda a gama de resistências medida.

O coeficiente de determinação da correlação obtida situa-se em 0,96. Este valor enquadra-se na gama de valores observados por Krenchel e Petersen [52] e que apontam para coeficientes de determinação situados entre 0,91 e 0,99, apresentando em média 0,95.

Apesar de se observar alguma dispersão dos resultados à volta do valor médio, facto a que não é alheia a elevada dispersão verificada nas carotes em comparação com os provetes moldados, parece existir uma relação eminentemente do tipo linear entre as grandezas representadas. Esta observação coincide, aliás, com aquela efectuada por Krenchel e Petersen [52] quando a relação de correlação é estabelecida tendo por base provetes cúbicos.

Nas Figuras 10.29 e 10.30 são representados os limites de confiança, respectivamente, de 95% e 90%, para a estimativa da resistência equivalente em cubos, tendo por base em cada localização (laje), um número mínimo de 5 ensaios de arranque (capo-test) e três ensaios à compressão de carotes.

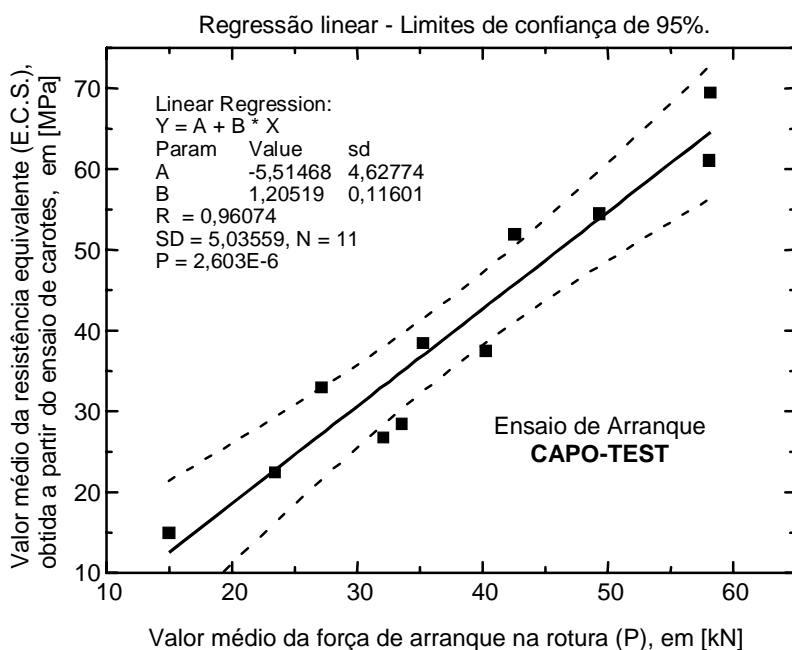


Figura 10.29 – Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos usando o ensaio de arranque “Capo-test”

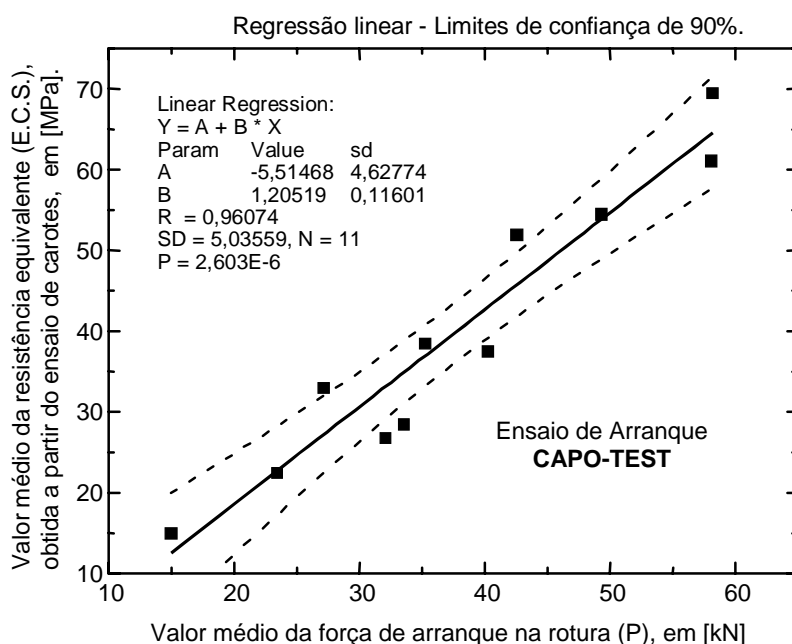


Figura 10.30 – Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos usando o ensaio de arranque “Capo-test”

A Figura 10.31 compara a correlação obtida no presente trabalho experimental com a correlação geral proposta pelos autores Krenchel e Petersen [52]. As diferenças verificadas podem ser explicadas pelo facto da correlação proposta por Krenchel e Petersen [52] relacionar a força de arranque com a resistência obtida em provetes cúbicos moldados de 150 mm de aresta, e não em carotes, como se apresenta neste trabalho.

É sabido que a resistência equivalente em cubos, obtida pelo ensaio de carotes de acordo com os procedimentos definidos pela norma britânica BS 1881: Part 120 [15], apresenta geralmente valores inferiores à resistência do mesmo betão, determinada em provetes cúbicos moldados e com a mesma maturidade. Em consequência, a correlação obtida neste trabalho poderá ser assumida como sendo conservadora.

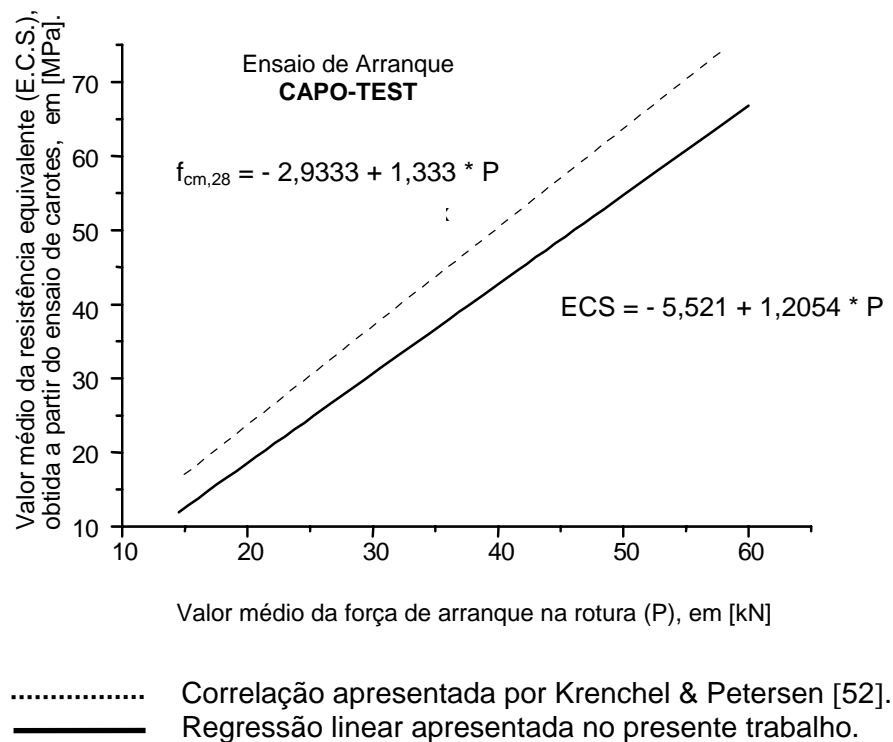


Figura 10.31 – Comparação dos resultados obtidos para o ensaio de arranque “Capo-test” com correlações gerais apresentadas por Krenchel e Petersen [52]

Na tentativa de se estabelecer uma correlação directamente comparável com aquela proposta por Krenchel e Petersen [52], entendeu-se estudar a relação entre a resistência potencial, obtida aos 28 dias de idade em cubos de 150 mm de aresta, e a força de arranque, obtida nas lajes do mesmo betão decorridos entre 8 meses e um ano. Esta correlação é ilustrada na Figura 10.32 e teve por base os valores do Quadro 10.10. A validade da sua formulação depende da verificação das seguintes duas hipóteses básicas:

- 1) O betão da gama de resistência normal colocado nas lajes e curado a 12 °C e H.R.≅ 65% durante 28 dias, seguido de cura em ambiente normal até perfazer entre 317 e os 369 dias deverá ter atingido, nessas idades, valores de resistência à compressão iguais ou superiores à resistência potencial determinada em provetes cúbicos padrão do mesmo betão, aos 28 dias e após cura em água a 22 ± 2°C;

- 2) O betão da gama de alta resistência colocado nas lajes deverá apresentar resistências superiores à resistência potencial, decorridos entre 219 e 224 dias, já que, até aos 28 dias, foram curados juntamente com os provetes cúbicos padrão do mesmo betão, que conduziram à determinação da resistência potencial. Após os 28 dias as lajes foram curadas em ambiente normal (ao ar).

A verificarem-se as duas hipóteses formuladas, admite-se que os resultados representem por defeito a resistência à compressão nas lajes e, por isso, assumem-se como sendo conservadores.

Uma primeira observação que ressalta de imediato da Figura 10.32 é a excelente correlação entre os valores representados. De facto, o coeficiente de determinação situa-se próximo dos 0,99, o que corresponde ao limite máximo do intervalo definido por Krenchel e Petersen [52], conforme se referiu anteriormente. Uma segunda observação seria a de que as hipóteses acima formuladas não estariam muito longe da realidade.

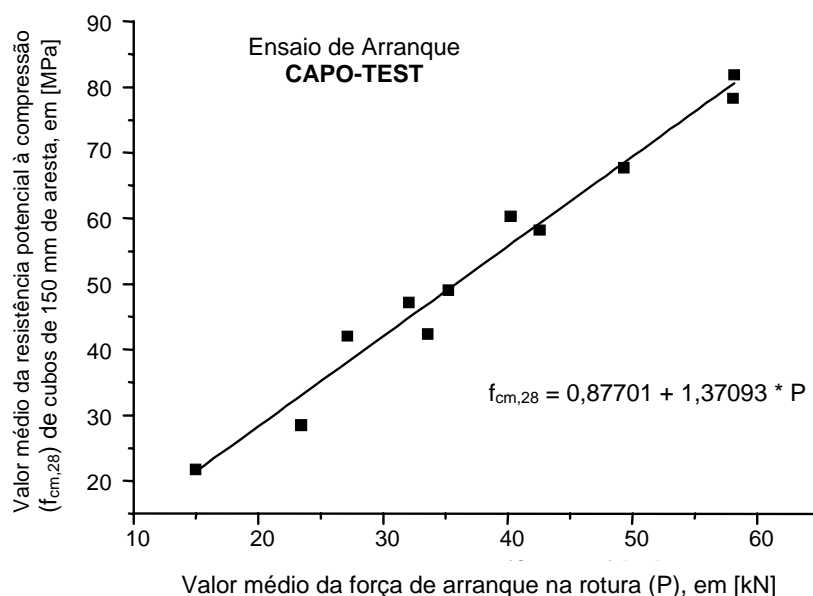


Figura 10.32 – Força de arranque “Capo-test” versus resistência potencial do betão

As Figuras 10.33 e 10.34 representam, respectivamente, os limites de confiança de 95% e 90%, para a estimativa da resistência potencial, tendo por base em cada localização

(laje), 5 leituras do ensaio de arranque (Capo-test) e uma média de 3 leituras da resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta, produzidos a partir do mesmo betão e ensaiados aos 28 dias de idade após cura normalizada.

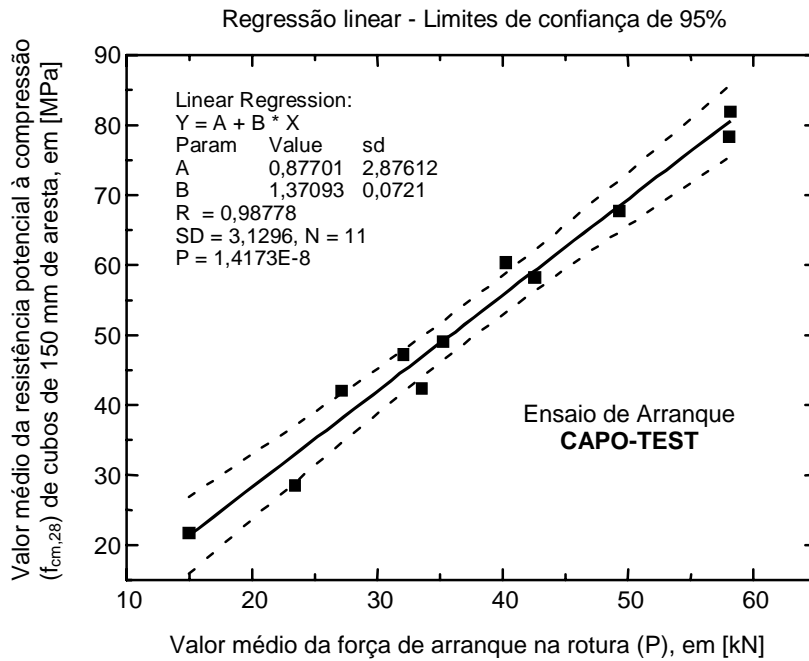


Figura 10.33 – Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência potencial usando o ensaio de arranque “Capo-test”

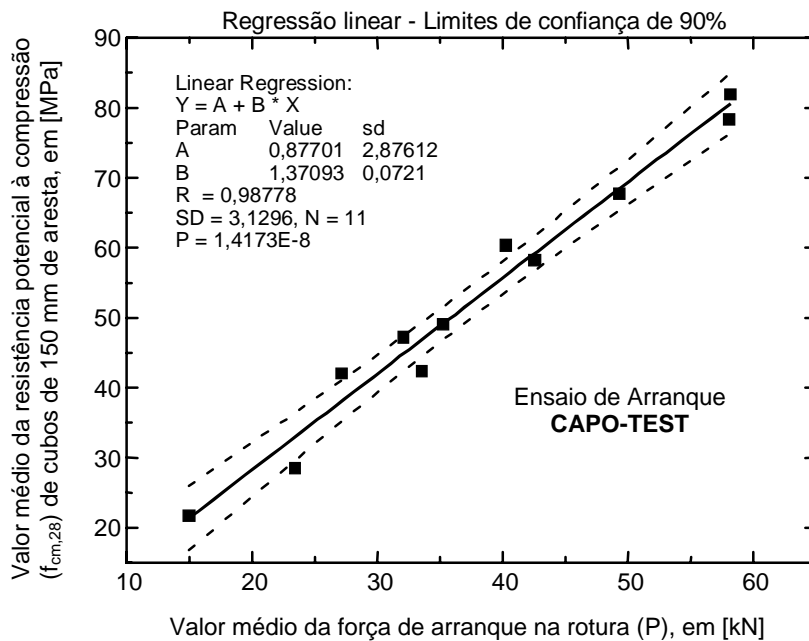


Figura 10.34 – Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência potencial usando o ensaio de arranque “Capo-test”

A Figura 10.35 estabelece a comparação entre a correlação obtida neste trabalho experimental para estimar a resistência potencial e a correlação geral proposta por Krenchel e Petersen [52]. Os resultados assim obtidos sugerem que, apesar de admitida como conservadora, a correlação apresentada na Figura 10.33 conduz a valores da resistência potencial superiores àqueles apresentados por Krenchel e Petersen [52]. Porém, seria também de esperar que correlações propostas para utilização geral fossem, também elas, conservadoras.

Krenchel e Petersen [52] sugerem que, se a correlação obtida não se afastar mais de 5% em relação à correlação geral, deveria dar-se preferência a esta última, por se basear num número muito elevado de leituras. Parece então razoável concluir-se, que a correlação geral proposta pelos autores Krenchel e Petersen [52] para inertes naturais, pode ser também útil em betões produzidos com os mesmos componentes utilizados neste trabalho experimental. Mais, dir-se-ia que esta correlação assume, para este efeito, um valor conservador.

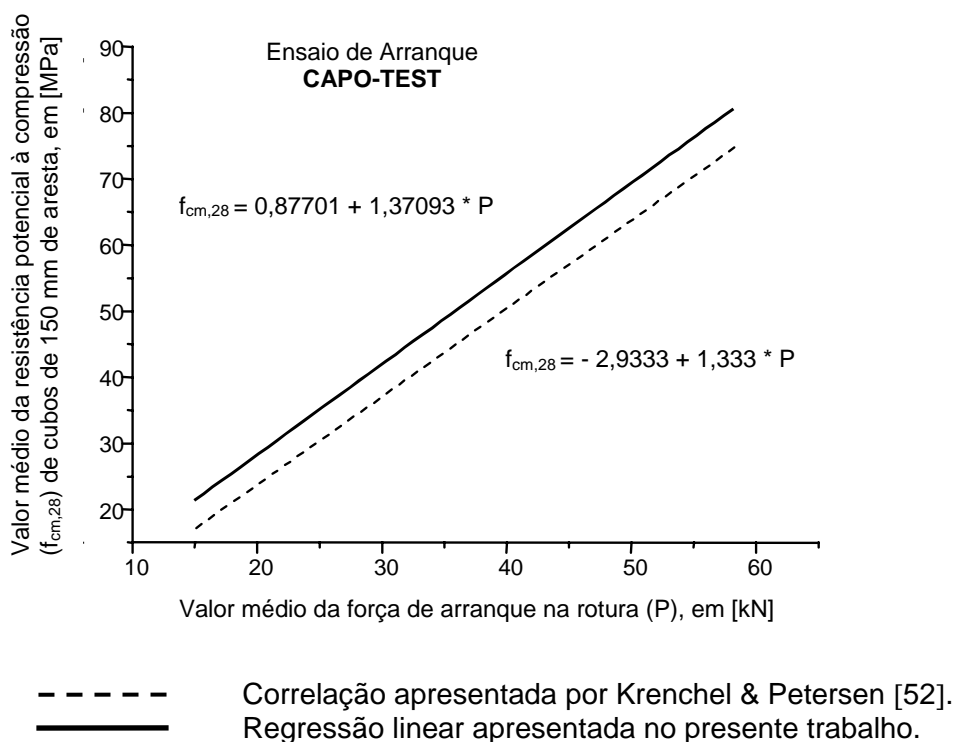


Figura 10.35 – Comparação da correlação obtida na estimativa da resistência potencial utilizando o “Capo-test”, com a correlação geral de Krenchel e Petersen [52].

A Figura 10.36 permite observar que a correlação proposta pelos autores Krenchel e Petersen [52] coincide, praticamente, com o limite inferior definido para o corredor de confiança de 95%, na estimativa da resistência potencial sugerida no presente trabalho.

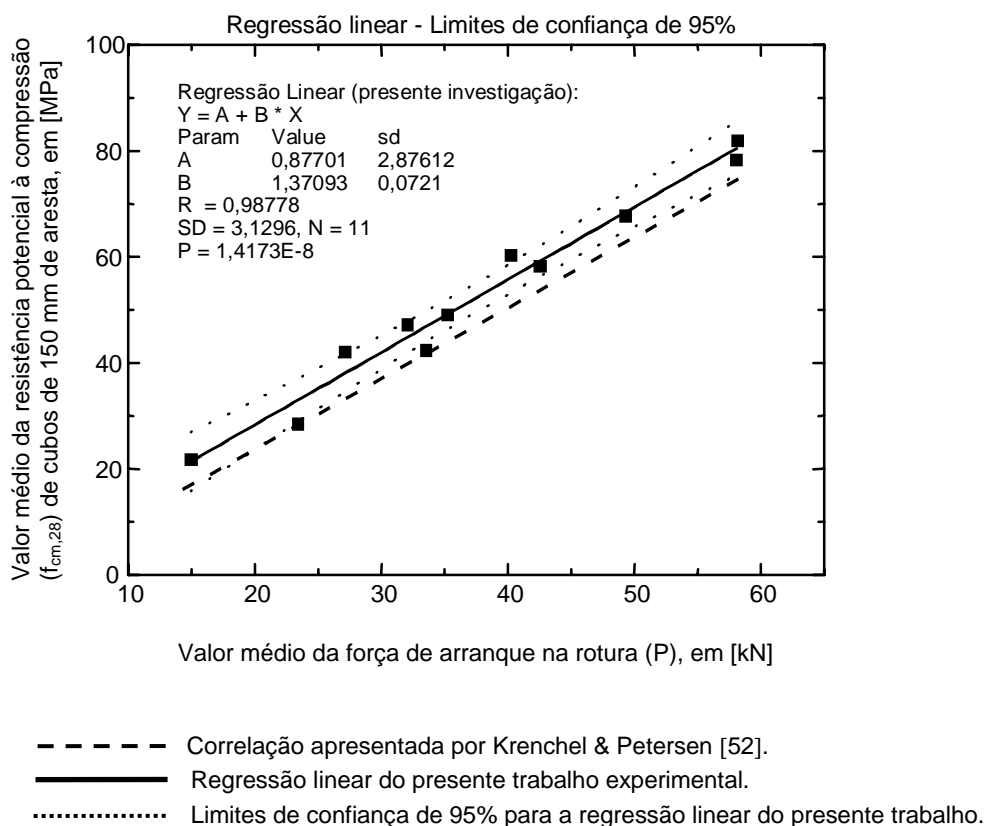


Figura 10.36 – Comparação da correlação obtida na estimativa da resistência potencial utilizando o “Capo-test”, com a correlação geral de Krenchel e Petersen [52]

10.3.6 - Ensaios de tracção directa

10.3.6.1 - Variabilidade do próprio ensaio

A análise da variabilidade que a seguir se apresenta compreende valores obtidos em betões com uma gama de resistências relativamente curta, situada entre os 15 MPa e os 37,5 MPa, tendo por referência a resistência equivalente em cubos. Este facto deveu-se ao elevado número de leituras invalidadas quando o ensaio foi aplicado em betões com resistências superiores àquelas referidas.

Por outro lado, os resultados que se seguem devem, ainda, ser interpretados tendo em conta as incertezas decorrentes do facto do número de leituras validadas nas diferentes lajes ter sido, por vezes, inferior àquele tido como mínimo para caracterizar uma localização, ou seja, seis leituras. Apesar destes inconvenientes optou-se por apresentar os resultados entretanto obtidos.

A análise do Quadro 10.11 conduz às seguintes observações a respeito da variabilidade do ensaio de tracção directa “Pull-off”, tendo por base o sistema “Bond-test”.

O desvio padrão da tensão de tracção directa (Bond-test) variou desde os 0,16 MPa até aos 0,53 MPa, situando-se em média nos 0,32 MPa, conforme se pode observar na Figura 10.37.

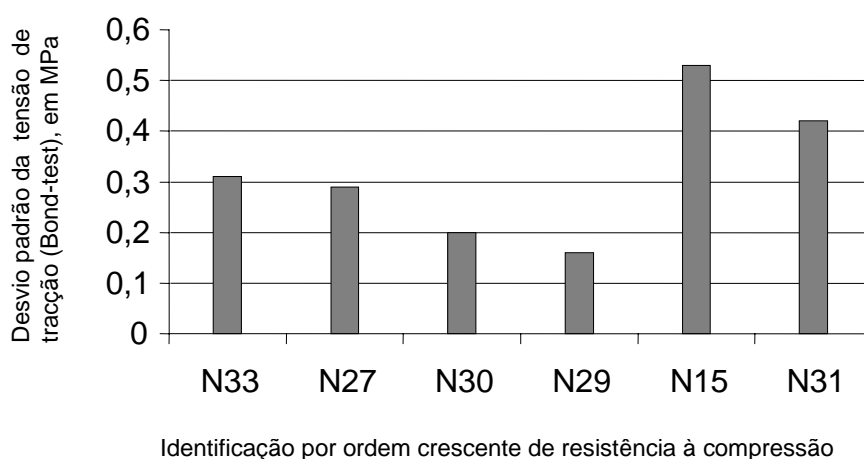


Figura 10.37 – Desvio padrão da tensão de tração (Bond-test) numa localização em função da resistência

O coeficiente de variação da tensão de tracção directa (Bond-test) oscilou, por sua vez, desde os 4,53% até aos 14,69%, situando-se em média nos 9,93%. A variação deste parâmetro face ao aumento da resistência é ilustrada na Figura 10.38.

O valor médio obtido para o coeficiente de variação pode ser considerado normal à luz da bibliografia consultada. Por exemplo, a norma britânica BS 1881: Part 207 [18], aponta para um coeficiente de variação típico sob condições “in situ” da ordem dos 10%.

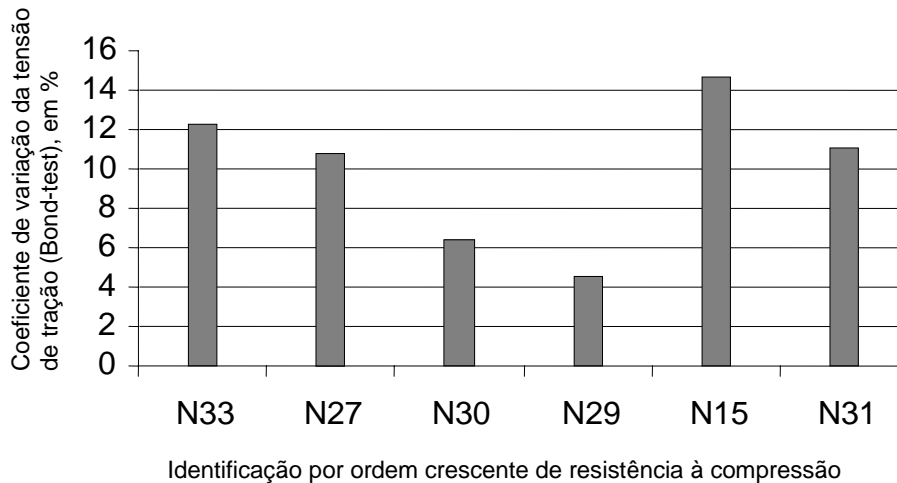


Figura 10.38 – Coeficiente de variação da tensão de tração (Bond-test) numa localização em função da resistência

Não parece existir nenhuma tendência nítida que permita concluir acerca da variação (aumento ou diminuição) do desvio padrão ou do coeficiente de variação face ao aumento da resistência.

10.3.6.2 - Análise das correlações obtidas

A análise das correlações com a resistência é correntemente efectuada a partir dos resultados do ensaio “Pull-off”, expressos em termos de tensão de rotura à tracção directa. Este procedimento mostra a dupla vantagem de se apresentar, não só a correlação em si, mas também, a relação entre as tensões de tracção “Pull-off” e a resistência à compressão dos betões. Mas, se o objectivo é apenas o de estimar a resistência à compressão, os valores da força de tracção na rotura, obtidos directamente no ensaio, podem ser correlacionados directamente com a resistência, sem necessidade de convertê-los em tensão de rotura à tracção. No presente trabalho as correlações serão apresentadas sob estas duas formas.

Os resultados apresentados no Quadro 10.11, obtidos de acordo com os procedimentos descritos no Capítulo 9, proporcionaram a obtenção do gráfico que se ilustra

na Figura 10.39. Este gráfico representa a relação entre a força de tracção na rotura, por aplicação do sistema “Bond-test”, e a tensão de rotura à compressão equivalente em cubos, obtida pelo ensaio de carotes.

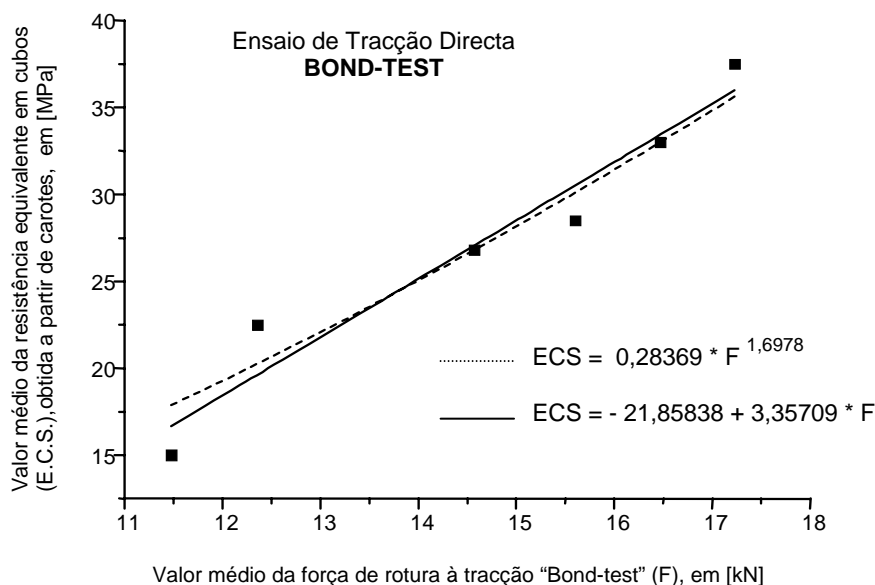


Figura 10.39 – Força de tracção “Bond-test” versus resistência equivalente em cubos

As Figuras 10.40 e 10.41 representam os limites de confiança, respectivamente, de 95% e 90%, para a estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos ilustrada na Figura 10.39 para a correlação linear. Como se pode observar, o coeficiente de determinação situa-se em 0,97, e pode ser considerado elevado.

A correlação obtida aparenta ser do tipo linear. Contudo, os resultados são ainda em número reduzido e não se pode, por isso, rejeitar a hipótese desta ser definida por uma função de potência, como sugeriu Arlindo [46]. Na Figura 10.39 é possível comparar-se a regressão linear com a função de potência, obtidas na presente análise experimental.

Para a gama de resistências avaliada, e atendendo às condicionantes acima referidas, dir-se-ia que o ensaio “Bond-test” se mostrou adequado para estimar a resistência à compressão do betão.

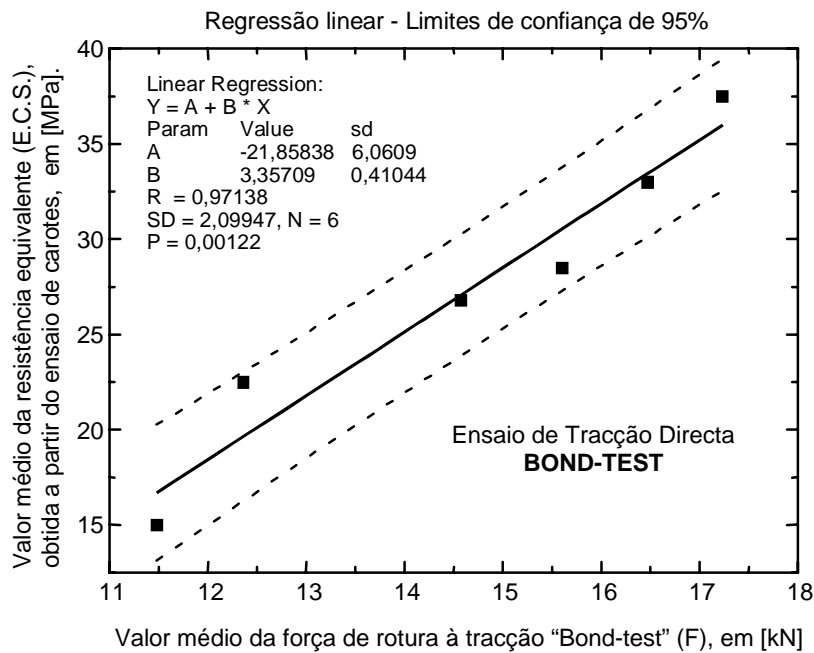


Figura 10.40 – Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tração directa “Bond-test”

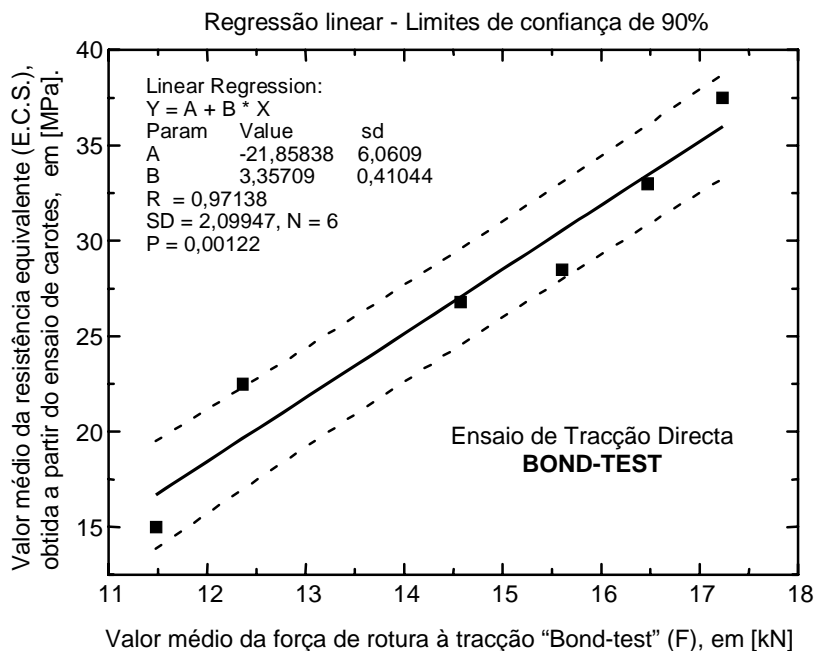


Figura 10.41 – Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tração directa “Bond-test”

Na Figura 10.42 observa-se a correlação na sua forma mais corrente, ou seja, estabelecendo a relação entre a tensão de rotura à tracção “Pull-off” e a tensão de rotura à compressão equivalente em cubos, obtida pelo ensaio de carotes. Tal como no caso anterior, são apresentados os dois tipos de equações de correlação obtidas na presente análise experimental: a função linear e a função de potência.

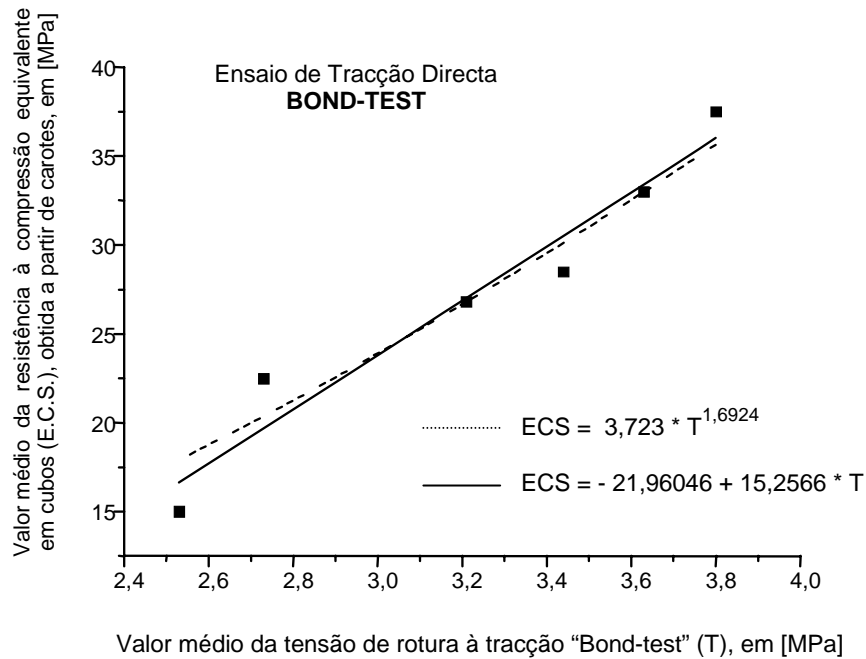


Figura 10.42 – Tensão de tracção “Bond-test” versus resistência equivalente em cubos

As Figuras 10.43 e 10.44 representam, respectivamente, os limites de confiança de 95% e 90%, para a estimativa da tensão de rotura à compressão equivalente em cubos a partir da regressão linear apresentada na Figura 10.42 e tendo por base, em cada localização, um número mínimo de seis ensaios de tracção “Bond-test” (nem sempre verificado, como se referiu anteriormente) e três ensaios à compressão de carotes.

Tal como se verificou para a correlação estabelecida entre a resistência e a força de tracção “Bond-test”, também neste caso, o coeficiente de determinação foi de 0,97, como era aliás de esperar, já que a relação entre a força de tracção e a tensão de tracção é constante.

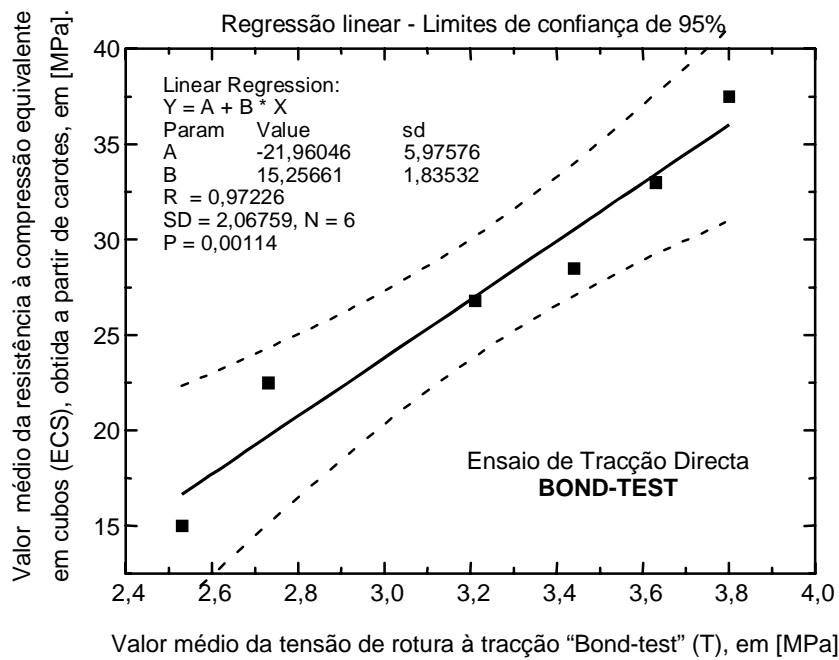


Figura 10.43 – Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tracção directa "Bond-test"

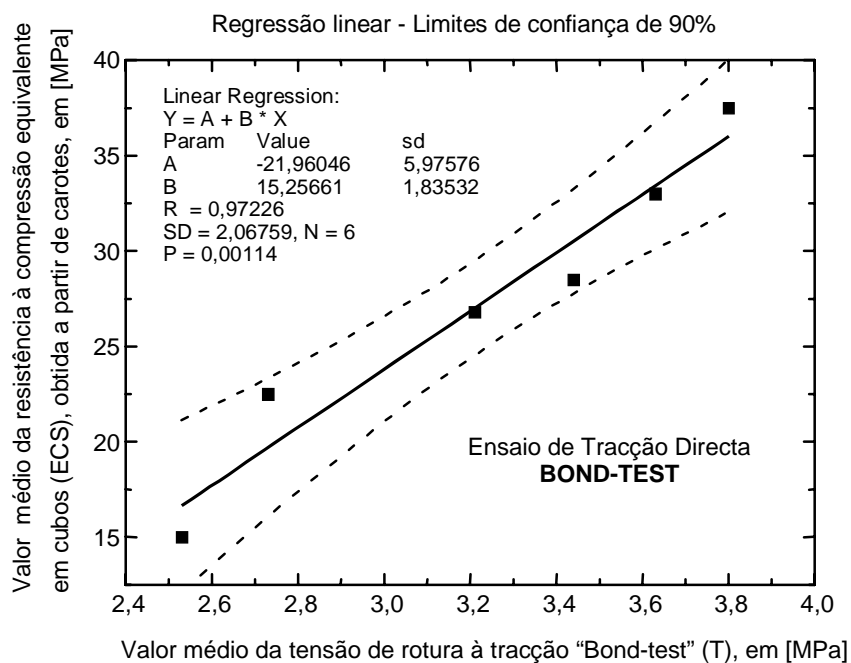


Figura 10.44 – Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência equivalente em cubos usando o ensaio de tracção directa "Bond-test"

10.3.7 - Ensaaios complementares em carotes

10.3.7.1 – Variabilidade do ensaio à compressão de carotes

Os dados apresentados no Quadro 10.12 permitem efectuar algumas observações quanto à variabilidade dos resultados obtidos quando se ensaiou à compressão carotes com dimensões médias de 98 mm de diâmetro e 105 mm de altura.

Assim, poderá dizer-se que, para os betões designados neste trabalho como sendo de resistência normal, o desvio padrão dos resultados variou de 1,2 MPa a 3,3 MPa, apresentando um valor médio de 2,2 MPa, e que o coeficiente de variação oscilou entre 4,3% e 11,1%, situando-se em média nos 8,4%. Estes valores não se afastam muito daqueles normalmente encontrados na bibliografia consultada; por exemplo, Bungey e Millard [24] referem valores típicos de 6% para os resultados obtidos num único betão.

Para o grupo de betões designado de alta resistência, a variabilidade aumentou consideravelmente. O desvio padrão variou de 2,9 MPa a 12,8 MPa, apresentado um valor médio de 7,2 MPa, enquanto o coeficiente de variação se situou entre 5,4% e 20,9% e em média registou-se 13,4%. Este facto poderá eventualmente encontrar justificação na maior fragilidade do betão desta gama, a qual dificulta qualquer redistribuição de tensões que se concentrem na zona de contacto entre as superfícies das carotes e os pratos da prensa, em resultado de uma menos cuidada preparação dos provetes.

Admite-se também, neste caso, que alguma pequena rugosidade não totalmente eliminada das superfícies das extremidades das carotes, possa ter contribuído significativamente para o aumento da variabilidade. Em betões da gama de resistência normal este facto representa uma relativamente menor influência e poderia até passar despercebido, se bem que, também neste caso, os valores excedem ligeiramente os valores típicos, como se viu anteriormente.

Um outro factor, não menos importante, e que poderá também ter contribuído para o aumento da variabilidade dos resultados na sua generalidade, deverá ser atribuído à própria dimensão das carotes, que apresentaram diâmetros médios de 98 mm, ligeiramente

abaixo do mínimo de 100 mm geralmente recomendado, quer pela norma britânica [15], quer pela norma americana [8].

Em termos globais, o desvio padrão dos resultados apresentou um valor médio de 4,5 MPa e um coeficiente de variação de 10,6%.

Estes dados podem ser comparados com aqueles obtidos num estudo realizado por Yuan et al [92], que ensaiou carotes com 100 mm de diâmetros e $l/d=2$, extraídas de betões com resistências da ordem dos 80 MPa (cilindros padrão). Se bem que os autores não concluíam a este respeito, é possível observar-se, a partir dos resultados apresentados nesse estudo, que o mesmo betão ensaiado em dois laboratórios diferentes (A e B) conduziu a valores médios do coeficiente de variação de 5,0% no laboratório A e 9,9% no laboratório B. Este facto salienta a enorme influência das variáveis de ensaio na variabilidade dos resultados obtidos e conseqüentemente na sua validade.

Retomando a análise dos resultados obtidos no presente trabalho experimental, apresenta-se na Figura 10.45 o comportamento do desvio padrão da resistência equivalente em cubos quando esta grandeza variou de 15 MPa a 70 MPa. Nessa figura observa-se uma tendência para o aumento do desvio padrão com o aumento da resistência à compressão.

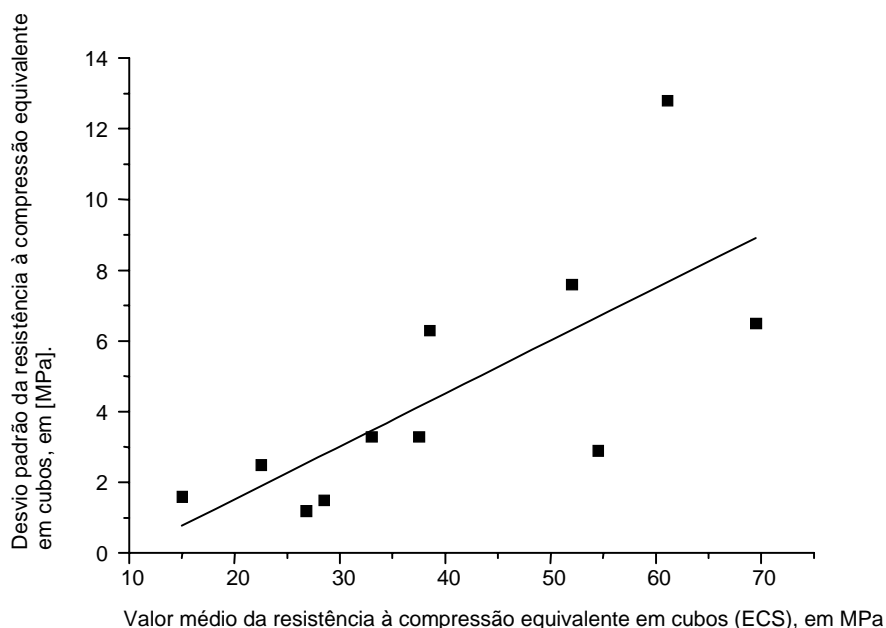


Figura 10.45 – Desvio padrão da resistência equivalente em cubos

10.3.7.2 - Resistência à compressão de carotes versus resistência potencial e resistência “in situ”

A análise que a seguir se apresenta encontra-se condicionada pelo facto dos 11 conjuntos de carotes extraídas das 11 lajes de betão terem sido ensaiados, todos eles, em diferentes idades; idades essas compreendidas entre os 8 meses e um ano. Contudo a premissa de que a resistência à compressão das lajes de ensaio, na ausência do fornecimento de humidade às mesmas, não varia de forma relevante entre os 8 meses e um ano, é correcta, à luz da bibliografia consultada [67]. Como tal, será possível estabelecer uma relação entre os valores obtidos a partir do ensaio à compressão de carotes, extraídas em diferentes idades do intervalo referido, expressos em termos de resistência equivalente em cubos tal como definido na norma britânica BS 1881: Part 120: 1983 [15], e a resistência potencial do betão em provetes cúbicos padrão, ensaiados aos 28 dias após cura normalizada. Essa relação é apresentada na Figura 10.46.

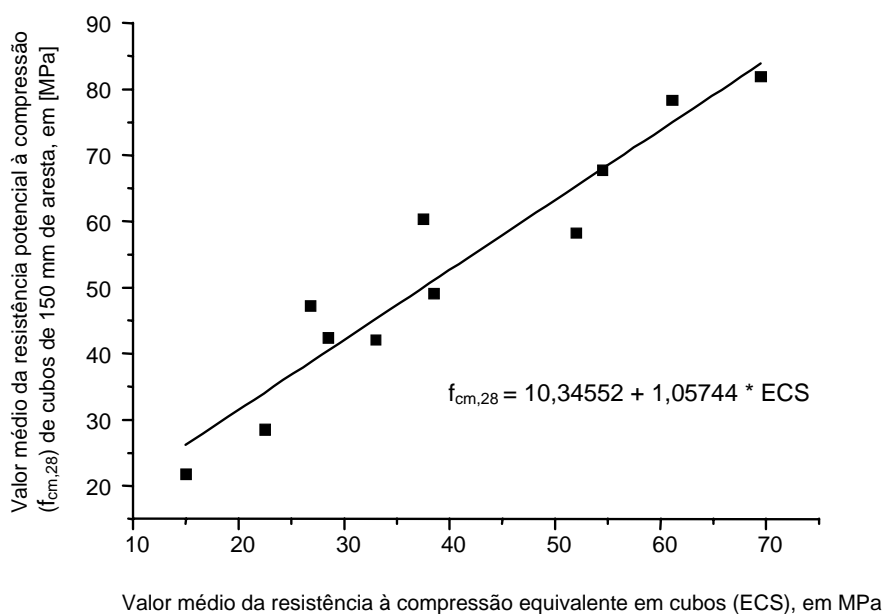


Figura 10.46 – Resistência equivalente em cubos versus resistência potencial

A Figura 10.47 representa os limites de confiança de 95% para a relação entre a resistência potencial e a resistência equivalente em cubos representada na Figura 10.46.

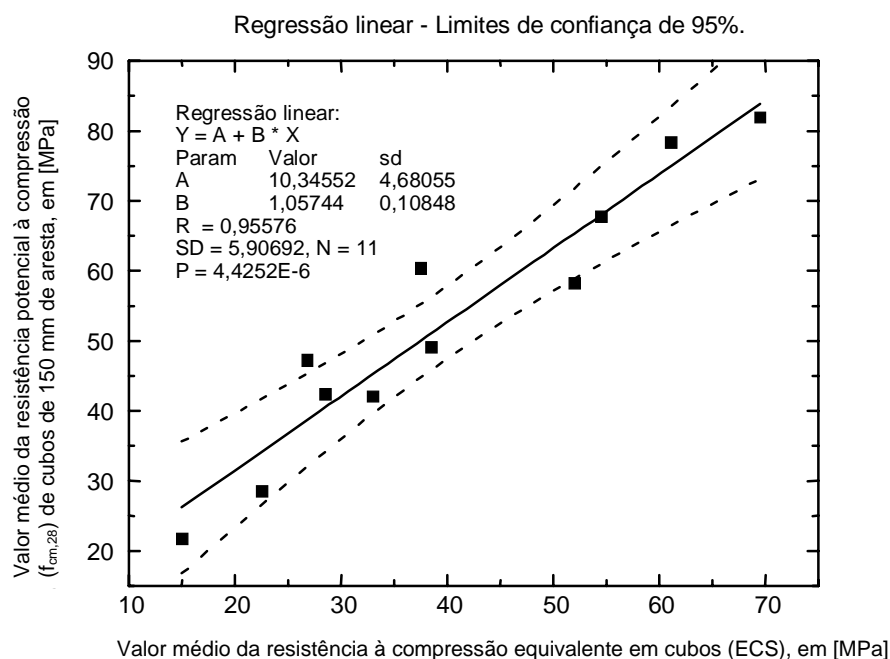


Figura 10.47 – Limites de confiança de 95% para a relação entre a resistência potencial e a resistência equivalente em cubos

Dos dados apresentados no Quadro 10.12, e para todos os betões ensaiados, é também possível inferir que a resistência equivalente em cubos entre os 8 meses e 1 ano representa, em média, cerca de 75% da resistência padrão medida aos 28 dias. No entanto, este valor pode esconder inconsistências resultantes das diferenças nos procedimentos de cura adoptados até aos 28 dias de idade do betão.

Analisando separadamente as duas gamas de resistência produzidas, verifica-se que, no caso dos betões da gama de resistência normal, designados pelas siglas N15, N27, N29, N30, N31 e N33, a resistência equivalente em cubos entre os 8 meses e 1 ano, representa em média apenas 69% da resistência potencial aos 28 dias mas, representa também 78% da resistência medida “in situ”, aos 28 dias, em provetes padrão curados junto com as lajes.

Para os betões de alta resistência, designados pelas siglas N34, N35, N36, N37 e N38, a resistência equivalente em cubos entre os 8 meses e 1 ano, representa já 82% da

resistência potencial aos 28 dias. A este facto não é alheia a condição de cura dos provetes até aos 28 dias.

Se admitirmos que a resistência das lajes era bem representada, aos 28 dias, pelo ensaio à compressão dos provetes cúbicos padrão curados nas mesmas condições, então, poderá dizer-se que o ganho de resistência entre os 28 dias e a idade de ensaio (8 meses a 1 ano) foi aproximadamente o mesmo para todos os betões, já que a relação entre a resistência equivalente em cubos e esses valores é de 0,78 e 0,82, respectivamente, para a gama de resistências normal e alta, conforme se observa no Quadro 10.12.

10.4. – Conclusões

10.4.1. – Ensaio de medição da dureza superficial

A análise dos resultados efectuada na Secção 10.3.2 conduz às seguintes conclusões, com respeito à realização dos ensaios de dureza por aplicação do esclerómetro do Tipo N, com energia de impacto de 2,207 N.m:

- O ensaio de dureza pode ser utilizado com vantagem em betões com resistências à compressão até, pelo menos, 82 MPa, medida em provetes cúbicos de 150 mm de aresta;

- O desvio padrão das leituras individuais do número de ressalto, que se pode esperar numa qualquer localização de um betão com resistências à compressão até 82 MPa, mostrou-se aproximadamente constante, apresentando valores típicos compreendidos entre 0,66 e 1,93 MPa e um valor médio de 1,11 MPa;

- O desvio padrão é o parâmetro estatístico que melhor avalia a “repetibilidade” do ensaio de dureza;

- O coeficiente de variação das leituras individuais do número de ressalto que se pode esperar numa qualquer localização de um betão com resistência à compressão até 82 MPa (avaliada em provetes cúbicos de 150 mm de aresta), diminui com o aumento da resistência desse betão;

- O coeficiente de variação das leituras individuais do número de ressalto que se pode esperar numa qualquer localização de um betão de resistência normal, compreendida entre os 17 MPa e os 53 MPa, medida em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, mostrou um intervalo típico entre os 2,62% e os 5,01% e um valor médio de 3,90%;

- O coeficiente de variação das leituras individuais do número de ressalto que se pode esperar numa qualquer localização de um betão de alta resistência, compreendida entre os 49 MPa e os 82 MPa, medida em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, mostrou um intervalo típico entre 1,29% e 2,94% e um valor médio de 2,01%;

- As correlações obtidas para betões com resistências à compressão entre os 17 MPa e os 82 MPa (medida em provetes cúbicos de 150 mm de aresta), fabricados com materiais idênticos e tendo por base a mesma curva granulométrica de referência de Faury, porém, com dosagens e resistências diferentes, mostraram uma boa relação entre a dureza superficial e a resistência à compressão;

- A conversão do valor médio do número de ressalto medido numa direcção para o valor médio do número de ressalto medido numa direcção diferente, deverá ter em conta, não só a acção da gravidade na massa do aparelho mas, também, as diferenças entre as camadas superficiais em comparação, em consequência da própria variabilidade do betão.

10.4.2 - Ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

Os resultados experimentais analisados na Secção 10.3.3 conduzem às seguintes conclusões:

- Existem indícios que apontam para uma ligeira redução do desvio padrão e do coeficiente de variação, quer com o aumento da velocidade de propagação dos ultra-sons, quer com o aumento da resistência à compressão;

- O coeficiente de variação das leituras individuais da velocidade de propagação dos ultra-sons numa localização de um betão de boa qualidade da gama de resistências normal, compreendida entre os 17 MPa e os 53 MPa (referidos a provetes cúbicos de 150 mm de aresta) mostrou um valor médio de 1,91% em leituras directas envolvendo uma face

moldada e outra não moldada e um valor médio de 0,56 % em leituras directas envolvendo apenas faces moldadas;

- O coeficiente de variação das leituras individuais da velocidade de propagação dos ultra-sons numa localização de um betão de boa qualidade da gama de alta resistência, compreendida entre os 49 MPa e os 82 MPa (referidos a provetes cúbicos de 150 mm de aresta) mostrou um valor médio de 1,12% em leituras directas envolvendo uma face moldada e outra não moldada e um valor médio de 0,72 % em leituras directas envolvendo apenas faces moldadas;

- O valor máximo do coeficiente de variação da velocidade de propagação dos ultra-sons obtido nas diferentes localizações (lajes de ensaio), de entre os betões ensaiados (com os mesmos materiais e diferentes razões A/C), foi de 2,16%.

- É possível estabelecer uma correlação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons (por leituras directas entre faces moldadas) e a resistência à compressão de betões (entre 17 MPa e 70 MPa) quando a variável é a razão água/cimento (em massa) e são mantidos constantes nas diferentes composições, a maturidade, o tipo de materiais e a curva granulométrica de referência de Faury;

- O valor da velocidade de propagação obtido por leitura directa, envolvendo uma face moldada e uma face não moldada, diferiu significativamente da leitura directa entre faces moldadas;

- As correlações entre a resistência à compressão e a velocidade de propagação dos ultra-sons, obtida por leituras directas envolvendo uma face moldada e uma face não moldada, mostraram grande dispersão de resultados, não sendo por isso viáveis, mais ainda, em betões da gama de alta resistência;

- A curva de correlação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e a resistência à compressão do tipo exponencial parece ser a mais adequada, tal como foi proposta por Bungey e Millard [24] (Capítulo 4.6);

- A partir dos 45-50 MPa, e pelo menos até 82 MPa, a curva de correlação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e a resistência à compressão do betão tende para uma relação do tipo linear quando são utilizados inertes graníticos;

- A correlação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons (leitura directa envolvendo faces moldadas) e a tensão de rotura à compressão dos betões, deixa antever uma perda de sensibilidade na estimativa da resistência a partir dos 70 MPa e este facto pode ser atribuído à forma exponencial da correlação. Qualquer pequena variação da velocidade dos ultra-sons acima dos 4,55 km/s poderá traduzir-se numa grande variação do valor da tensão de rotura à compressão do betão.

10.4.3 - Ensaio de medição da resistência à penetração

A análise dos resultados efectuada na Secção 10.3.4, conduz às seguintes conclusões a respeito dos ensaios de medição da resistência à penetração:

- A Pistola de Windsor mostrou-se aplicável em betões com resistências à compressão até cerca de 50 MPa, quando estes são ensaiados aos 28 dias de idade;

- A aplicação da Pistola de Windsor em cinco composições de betões com resistências compreendidas entre os 17 MPa e os 53 MPa, incorporando inertes grossos britados, com máxima dimensão de 25,4 mm e escala de dureza de Mohs n.º 7, revelou que o coeficiente de variação da distância exposta, obtida a partir de seis leituras individuais numa qualquer localização desses betões, pode variar de 3,1% a 8,5%, mas, em média situa-se nos 4,5%. Revelou ainda um desvio padrão médio de 2,10 mm quando utilizada a sonda prateada e o nível de carga padrão;

- Para os mesmos betões acima referidos, o coeficiente de variação da distância exposta, obtido a partir de 12 leituras individuais em cada betão, por aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio, apresentou o mesmo intervalo de variação, mas, em média revelou-se ligeiramente superior (5,4%);

- Quando aplicadas aos cinco betões da gama de resistência normal, possuindo os mesmos materiais constituintes e diferentes razões água/cimento (em massa), as duas

técnicas de ensaio (Windsor e Máquina Alternativa de Ensaio) revelaram correlações muito semelhantes;

- Pelo menos para as duas técnicas de ensaio apresentadas neste trabalho experimental e para a gama de resistência normal, a variabilidade do ensaio, medida em termos do coeficiente de variação da distância exposta, parece não ser muito afectada pela alteração do tipo de sonda e da energia impulsionadora, ou mesmo, pela alteração da técnica de ensaio;

- A aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio nos cinco betões de alta resistência (entre 49 MPa e 82 MPa), incorporando inertes grossos britados de granito com máxima dimensão de 25,4 mm e escala de dureza de Mohs n.º 7, conduziu à obtenção de 5 valores do coeficiente de variação da distância exposta, obtidos a partir de pelo menos 7 leituras em cada betão, que variaram desde os 2,8% até aos 8,9%, situando-se em média nos 5,42%, utilizando todos os valores obtidos. A exclusão de um único valor do coeficiente de variação que se afastou significativamente do padrão geral, leva a considerar como sendo mais provável que a variação ocorra entre 2,8% e 5,6% e que em média se situe nos 4,56%. O desvio padrão da distância exposta, usando todos os valores obtidos, situa-se entre 0,56 mm e 1,64 mm, registando-se em média o valor de 0,99 mm;

- Em geral, observou-se uma ligeira tendência para uma redução do coeficiente de variação da distância exposta com o aumento da resistência à compressão do betão, quando se aplicou a “técnica do pistão” (Máquina Alternativa de Ensaio). No entanto, o intervalo em que essa variação ocorre é relativamente pequeno;

- Para betões da gama de resistência normal, as correlações do tipo exponencial entre a resistência à compressão do betão e a resistência à penetração da sonda, mostraram-se mais adequadas que aquelas do tipo linear, quer para a Pistola de Windsor, quer para a Máquina Alternativa de Ensaio;

- Para betões da gama de alta resistência, a correlação do tipo linear entre a resistência à compressão do betão e a resistência à penetração da sonda revelou-se adequada quando se aplicou a Máquina Alternativa de Ensaio;

- Os resultados obtidos até ao momento apontam para a existência de uma relação muito consistente entre a tensão de rotura à compressão dos betões e a resistência à penetração, medida pela Máquina Alternativa de Ensaio;

- Os resultados obtidos mostram que o método de medição da resistência à penetração pode ser aplicado em betões de alta resistência e que a “técnica do pistão” se revelou adequada para este efeito;

- Apesar de escassos, os resultados obtidos para a Máquina Alternativa de Ensaio, parecem indicar que a resistência à compressão em betões de alta resistência poderá ser estimada com uma variação inferior a $\pm 20\%$, com um grau de confiança de 95%;

- Os resultados apresentados neste estudo são válidos para as condições estabelecidas na presente investigação;

- A Máquina Alternativa de Ensaio demonstrou causar menores danos na superfície do betão que a Pistola de Windsor. Os procedimentos predefinidos para a aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio (técnica do pistão), nomeadamente quanto à localização dos pontos de ensaio, revelaram-se adequados;

- Um aspecto que não pode ser ignorado é o alto custo do equipamento “Windsor Probe Test System” e respectivas sondas e munições na Europa, quando comparados com a Máquina Alternativa de Ensaio, factor que abona a favor deste último.

- O custo relativamente reduzido, quer do equipamento, quer das sondas e fulminantes necessários para executar um ensaio com a Máquina Alternativa de Ensaio, poderá favorecer a sua aplicação na análise comparativa de betões e na verificação da uniformidade.

10.4.4 - Ensaios de arranque

A análise dos resultados efectuada na Secção 10.3.5, conduz às seguintes observações a respeito dos ensaios de arranque “Pull-out” efectuados com base no sistema “Capo-test”:

- O sistema “Capo-test” mostrou-se adequado para estimar o valor da resistência à compressão do betão endurecido, numa gama de resistências compreendida entre os 17 MPa e os 82 MPa (medida em provetes cúbicos de 150 mm de aresta);

- Não foram detectados quaisquer indícios que denunciem uma variação (aumento ou diminuição) significativa, quer do desvio padrão, quer do coeficiente de variação da força de arranque última numa localização, face ao aumento do nível de resistência do betão;

- O desvio padrão das leituras da força de arranque última, efectuadas nas diferentes localizações (lajes) de betões das gamas de resistência normal e alta, tendo por base um número mínimo de 5 leituras do ensaio “Capo-test” em cada localização, variou desde 1,24 kN até 5,19 kN, situando-se em média nos 2,51 kN;

- O coeficiente de variação das leituras da força de arranque última, efectuadas nas diferentes localizações (lajes) de betões das gamas de resistência normal e alta, tendo igualmente por base um número mínimo de 5 leituras do ensaio “Capo-test” em cada localização, variou desde 2,91% até 18,92%, situando-se em média nos 7,56%;

- Apesar deste facto não ter sido ilustrado na sua totalidade ao longo do presente trabalho, os fragmentos tronco-cónicos extraídos revelaram sempre, para betões de alta resistência, a existência de inertes grossos fracturados durante o arranque (veja-se a Figura 6.25, correspondente ao betão N34 – com cerca de 82 MPa em cubos de 150 mm de aresta). Para os betões da gama de resistência normal e, em especial, para aqueles menos resistentes, verificou-se que a rotura ocorria, em parte, pelo desligamento entre o inerte e a pasta de cimento e, em parte, pela rotura do inerte;

- A correlação estabelecida entre a força de arranque última “Capo-test” e a tensão de rotura à compressão equivalente em cubos, obtida pelo ensaio de carotes, revelou maior dispersão nos resultados em comparação com a correlação estabelecida com a tensão de rotura à compressão em provetes cúbicos moldados de 150 mm de aresta. Este facto pode ser atribuído à maior dispersão dos resultados da resistência à compressão estimados por carotes em comparação com aqueles determinados directamente em provetes cúbicos moldados;

- O coeficiente de determinação da correlação para a estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos situou-se em 0,96, enquanto que para a estimativa da resistência potencial à compressão em provetes cúbicos moldados de 150 mm de aresta, se situou aproximadamente em 0,99;

- A correlação estabelecida entre a força de arranque última “Capo-test” e a tensão de rotura à compressão equivalente em cubos revelou-se significativamente conservadora em comparação com a correlação estabelecida entre a força de arranque última “Capo-test” e a tensão de rotura à compressão em provetes cúbicos moldados. Este facto poderá ser atribuído à circunstância da resistência equivalente em cubos apresentar, normalmente, valores inferiores àqueles determinados em provetes cúbicos moldados do mesmo betão e ensaiados com a mesma maturidade, como demonstrou a bibliografia consultada.

- Face aos resultados obtidos e às comparações efectuadas, conclui-se que a correlação de carácter geral proposta por Krenchel e Petersen [52] para betões com inertes naturais, pode ser utilizada para os betões produzidos ao longo deste trabalho experimental. Mais, será provável que tal correlação conduza a valores conservadores da resistência, portanto, do lado da segurança;

- Tal como previa a norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [18], verificou-se ser possível estimar a resistência à compressão do betão com recurso a correlações gerais, quando se utilizou o ensaio de arranque. Note-se que a norma britânica a que se fez referência previa limites de confiança de 95% dentro do intervalo de variação de $\pm 20\%$, em relação ao valor médio estimado;

- Apesar de ser possível estimar a resistência à compressão a partir de correlações gerais, o corredor de confiança de 95% de tais correlações conduz a intervalos de variação significativos e, por isso, recomenda-se o que sejam desenvolvidas correlações específicas em situações onde se pretenda maior rigor na estimativa da resistência. Recomenda-se, também, que essas correlações sejam estabelecidas directamente com base nos provetes cúbicos moldados, conforme se sugeriu no Capítulo 6, de modo a reduzir a dispersão dos resultados e a inconsistência resultante das diferenças nas condições de cura;

- A correlação entre a força de arranque “Capo-test” e a resistência à compressão dos betões revelou-se eminentemente do tipo linear para a gama de resistências compreendida entre os 17 MPa e os 82 MPa, referida a provetes cúbicos moldados de 150 mm de aresta.

10.4.5 - Ensaaios de tracção directa

A análise dos resultados efectuada na Secção 10.3.6, quando se aplicou o ensaio de tracção directa “Pull-off”, tendo por base o sistema “Bond-test”, conduz à seguintes observações:

- O ensaio “Bond-test” apenas revelou a sua aplicabilidade em betões da gama de resistência normal. Este facto poderá dever-se à insuficiente resistência de aderência das colas epoxi utilizadas para ensaiar betões da gama de alta resistência, para os quais se registam normalmente tensões de rotura à tracção superiores àquelas verificados em betões da gama de resistência normal;

- Não parece existir nenhuma tendência nítida que permita concluir acerca do comportamento (aumento ou diminuição), quer do desvio padrão, quer do coeficiente de variação, da grandeza medida pelo ensaio “Pull-off” numa determinada localização, face ao aumento da resistência à compressão dos betões;

- O desvio padrão das leituras da tensão de rotura à tracção directa “Bond-test”, efectuadas nas diferentes localizações (lajes) de betões da gama de resistência normal, tendo por base um número médio de 4 leituras em cada localização, variou desde os 0,16 MPa até aos 0,53 MPa, situando-se em média nos 0,32 MPa;

- O coeficiente de variação das leituras da tensão de rotura à tracção directa “Bond-test”, efectuadas nas diferentes localizações (lajes) de betões da gama de resistência normal, tendo igualmente por base um número médio de 4 leituras em cada localização, variou desde os 4,53% até aos 14,69%, situando-se em média nos 9,93%;

- Para a gama de betões ensaiada, entre os 15 MPa e os 38 MPa, referida à resistência à compressão equivalente em cubos, as correlações obtidas mostraram existir

uma relação entre a grandeza medida pelo ensaio “Pull-off” (expressa em termos de força de tracção última ou de tensão de rotura à tracção) e a resistência à compressão;

- O coeficiente de determinação obtido na estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos situou-se em 0,97, quer para os resultados expressos em termos de força de tracção última “Bond-test”, quer, evidentemente, para os resultados expressos em termos de tensão de rotura à tracção directa “Bond-test”.

- A relação entre a resistência à compressão equivalente em cubos e a grandeza medida pelo ensaio “Pull-off” (expressa em termos de força de tracção ou de tensão de rotura à tracção) aparenta ser do tipo linear. Contudo, as correlações estabelecidas por uma função de potência, tal como apresentadas neste trabalho, podem mostrar-se adequadas;

10.4.6 - Ensaios complementares em carotes

Da análise dos resultados efectuada na Secção 10.3.7, decorrem as seguintes conclusões:

- Em betões da gama de resistência normal, o desvio padrão dos resultados da resistência equivalente em cubos variou de 1,2 MPa a 3,3 MPa, apresentando um valor médio de 2,2 MPa, enquanto o coeficiente de variação da mesma grandeza oscilou entre 4,3% e 11,1%, situando-se em média nos 8,4%;

- Em betões de alta resistência, o desvio padrão dos resultados da resistência equivalente em cubos variou de 2,9 MPa a 12,8 MPa, apresentado um valor médio de 7,2 MPa, enquanto o coeficiente de variação se situou entre 5,4% e 20,9% e em média registou-se 13,4%;

- Existe uma tendência para um aumento do desvio padrão da resistência equivalente em cubos com o aumento do nível de resistência do betão;

- A obtenção, neste trabalho, de valores do coeficiente de variação mais elevados em betões da gama de alta resistência, comparativamente com aqueles obtidos em betões da gama de resistências normal, poderá dever-se à conjugação da preparação menos adequada das extremidades das carotes e da menor capacidade do betão de alta

resistência de redistribuir a tensão concentrada em determinados pontos da superfície de contacto entre as extremidades das carotes e os pratos da prensa;

- Em betões de alta resistência curados à temperatura ambiente mas, sujeitos a cura húmida até aos 28 dias, a resistência “in situ”, determinada pela resistência equivalente em cubos, atinge, em média, 82 % da resistência potencial entre os 8 meses e 1 ano;

- Em betões da gama de resistências normal curados à temperatura ambiente mas, protegidos da perda de humidade com plásticos até aos 28 dias, a resistência “in situ” determinada pela resistência equivalente em cubos atinge, em média, 69 % da resistência potencial entre os 8 meses e 1 ano;

- A cura adequada do betão em idades jovens é fundamental para a aproximação da resistência “in situ” à resistência potencial, já que a perda de humidade subsequente, ou a sua ausência, poderá inibir o aumento da resistência à compressão;

- Admitindo que a resistência equivalente em cubos, obtida pelo ensaio de carotes, representa bem a resistência “in situ”, poderá concluir-se que a resistência potencial sobrestimou sempre os valores da resistência “in situ”;

- Em betões da gama de resistência normal e aos 28 dias de idade, a resistência à compressão de provetes padrão curados “in situ” (junto com a laje), foi sempre inferior àquela obtida em provetes padrão curados de forma normalizada; a primeira representou, em média, 86% da segunda.

**CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA
TRABALHOS FUTUROS**

CAPÍTULO 11 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

11.1 - Introdução

A ampla revisão bibliográfica, assim como a extensa análise experimental apresentadas ao longo deste trabalho, proporcionaram a redacção de algumas conclusões as quais, por questões de facilidade de leitura e interpretação dos resultados, se julgou oportuno apresentar em detalhe no final de cada capítulo.

Importa neste momento sintetizar algumas dessas conclusões, tidas como mais significativas no que respeita à aplicação dos métodos de ensaio não destrutivos em betão. Assim, propõe-se que a sua apresentação seja efectuada partindo de uma abordagem mais generalista, fruto da própria revisão bibliográfica, seguindo-se a apresentação das conclusões mais relevantes emergentes da situação particular investigada no presente trabalho. Por último, serão ainda apresentadas algumas propostas para futuros campos de investigação nesta área, objectivando o esclarecimento de alguns dos aspectos ainda pouco estudados e que demandarão certamente, num futuro próximo, algum trabalho experimental.

11.2 - Conclusões

Uma das conclusões que se oferece como significativa é que os ensaios não destrutivos podem ser uma ferramenta muito útil na monitorização de estruturas em betão, nomeadamente na estimativa da resistência “in situ”, mas exigem da parte dos seus utilizadores um conhecimento profundo das capacidades e potencialidades que cada ensaio proporciona e um cuidado extremo na execução dos ensaios e, em especial, no tratamento e interpretação dos resultados obtidos.

A utilização racional dos vários métodos disponíveis, traduzida pela combinação de

diferentes métodos de ensaio será igualmente importante, não só do ponto de vista da validade dos resultados, mas também, pela economia de custos que representa.

De entre o leque de ensaios estudados, que variaram desde os mais simples, fáceis de executar e económicos, até aos mais complicados e dispendiosos, passando ainda por diferentes níveis de adequabilidade, reprodutibilidade, variabilidade, grau de precisão da estimativa da resistência, diferentes níveis de destruição causada na superfície dos elementos sob ensaio, ou mesmo, por diferentes graus de representatividade da camada superficial avaliada face à massa interior do betão, é possível definir campos de aplicação precisos, conducentes à potencialização das suas capacidades e, em consequência, a uma maior fiabilidade dos resultados e uma redução significativa de custos.

Assim, por exemplo, o ensaio de dureza superficial, medida com recurso ao esclerómetro de Schmidt do tipo N (com energia de impacto de aproximadamente 2,2 N.m), apesar de merecer pouco crédito da parte de muitos investigadores como ferramenta para estimar de forma directa a resistência à compressão “in situ”, tem sido apontado como sendo muito adequado em situações em que não seja necessário estabelecer correlações com qualquer grandeza. Essas situações podem passar, por exemplo, pela análise comparativa da resistência “in situ” e pela detecção de zonas críticas nos elementos, tendo por base unicamente o valor do número de ressalto. Nas zonas críticas poderão ser aplicados posteriormente outros ensaios mais fiáveis, mas também muitas vezes mais dispendiosos ou que causam maiores danos à superfície do betão.

As vantagens do ensaio de dureza superficial ficam a dever-se sobretudo à sua grande facilidade de execução, elevada economia de custos, ao facto de infligir danos praticamente imperceptíveis na superfície do betão, exigir apenas uma superfície de ensaio livre e de permitir a disponibilidade imediata de resultados. Desta forma, o ensaio pode ser utilizado de um modo mais extensivo, permitindo avaliar áreas significativas das estruturas com grande rapidez e a custos muito reduzidos. Este campo de aplicação elimina à partida as incertezas introduzidas pelas correlações e que, em grande parte, se devem ao número significativo de factores práticos que influenciam o resultado e às dificuldades inerentes à

sua contabilização “in situ”.

O ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons não causa quaisquer danos na superfície do betão e é tido como um dos poucos ensaios não destrutivos capaz de avaliar a massa interior de um elemento em betão. É igualmente um ensaio muito económico, fácil de executar, mas que exige (para uma avaliação suficientemente correcta) leituras entre duas faces paralelas moldadas e, de preferência, um percurso dos ultra-sons isento de armaduras. Infelizmente, a sua utilização na estimativa da resistência “in situ” do betão tem sido desencorajada por muitos autores, em grande parte devido à dificuldade de contabilizar todos os factores que influenciam as correlações com a resistência e ainda pelo facto do ensaio não medir uma propriedade directamente relacionada com a resistência. Como se sabe, a velocidade dos ultra-sons depende das propriedades elásticas do meio que atravessa (módulo de elasticidade) as quais, por sua vez, se relacionam com a resistência à compressão.

À semelhança do ensaio esclerométrico, o principal campo de aplicação do ensaio ultra-sónico reside na análise comparativa de localizações diferentes de um mesmo betão ou na análise relativa da resistência em localizações comparáveis de vários elementos do mesmo tipo, com betões de composição idêntica.

Um campo de aplicação no qual o ensaio ultra-sónico se tem revelado particularmente adequado consiste na determinação do módulo de elasticidade dinâmico e do coeficiente dinâmico de Poisson ou, indirectamente, na estimativa do módulo de elasticidade estático. Outros campos de aplicação com interesse passam pela localização de defeitos, detecção de discontinuidades e identificação de camadas de diferente qualidade e espessura em profundidade.

Os ensaios próximos da superfície (Near-to-surface-tests) têm merecido especial relevo quando o objectivo é o de estimar um valor absoluto da resistência “in situ”. Deste grupo destacam-se os ensaios de resistência à penetração, os ensaios de arranque e os ensaios de tracção directa estudados neste trabalho. Este grupo de ensaios, apesar de ser considerado não destrutivo, causa na realidade alguns danos superficiais no betão e são,

por isso, frequentemente designados por parcialmente destrutivos. Esta destruição parcial, embora não prejudique o desempenho dos elementos estruturais, pode ser limitativa da sua aplicação, por exemplo, quando se pretenda ensaiar betões “à vista”.

O ensaio de resistência à penetração tem sido efectuado quase exclusivamente com recurso à Pistola de Windsor e a sua utilização abrange uma gama de resistências que não supera os 40 MPa (em cilindros padrão). O ensaio causa alguns danos superficiais e a sua aplicação é fortemente condicionada pela necessidade de garantir valores elevados para as distâncias mínimas entre os pontos de ensaio, entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre do betão ou uma armadura, ou mesmo, pela necessidade de garantir uma espessura mínima dos elementos. Por esse motivo, a sua aplicação tem sido limitada a elementos com grande superfície, como é o caso das lajes, paredes resistentes, grandes pavimentos de betão ou elementos de grande secção.

A análise comparativa poderia ser um dos campos de aplicação potenciais do método de medição da resistência à penetração, beneficiando da vantagem de medir uma propriedade directamente relacionada com a resistência, de ser afectado por um número reduzido de factores e de avaliar uma camada do betão abaixo da superfície, tipicamente a uma profundidade que pode atingir cerca de 75 mm. Contudo, o seu elevado custo (incomparavelmente superior em relação ao ensaio esclerométrico ou ultra-sónico) dificilmente justificará a sua aplicação com esta finalidade, a menos que seja necessário um nível de precisão elevado que suporte tal investimento, ou que a área a avaliar seja razoavelmente pequena.

É importante salientar que os estudos exploratórios realizados com a Máquina Alternativa de Ensaio ao longo deste trabalho experimental, revelaram que este equipamento pode constituir-se numa boa alternativa ao método anterior, com vantagens significativas de apresentar um custo substancialmente inferior àqueles praticados na Europa para a Pistola de Windsor (Windsor Probe Test System), o que poderá certamente contribuir para a sua aplicação mais extensiva na análise comparativa. Por outro lado esta nova técnica de ensaio “técnica do pistão” revelou causar menores danos superficiais que a

Pistola de Windsor e, mais importante ainda, revelou ser aplicável a uma gama de resistências significativamente mais elevada, compreendida entre os 15 MPa e os 85 MPa (medida em cubos de 150 mm de aresta).

Os ensaios de arranque “Pull-out” (de que são exemplos o sistema “Lok-test” e “Capo-test”) são reconhecidamente, de entre os ensaios não destrutivos, aqueles que oferecem maior precisão na estimativa da resistência “in situ”.

As excelentes correlações obtidas entre a resistência à compressão e a força de arranque, o facto do número de factores que afectam os resultados ser muito reduzido comparativamente a outros ensaios não destrutivos, a possibilidade das correlações serem generalizadas para inertes naturais, o facto da técnica ser relativamente económica, relativamente rápida de executar e permitir a disponibilidade imediata de resultados, são factores que têm contribuído para a divulgação e utilização mais generalizada deste método. A sua aplicação tem sido fortemente recomendada em situações onde a maior precisão nos resultados se torna necessária.

A introdução do novo sistema de arranque “Capo-test” veio a verificar-se de grande importância, já que permite a realização do ensaio em qualquer altura, sem necessidade de planificação prévia, como sucedia com o sistema “Lok-test”. O facto dos dois sistemas apresentarem a mesma geometria de ensaio, permite que os resultados sejam directamente comparáveis. Concretamente, ambos medem a força pela qual um disco metálico com 25 mm de diâmetro colocado a 25 mm de profundidade é arrancado do betão por intermédio de uma máquina hidráulica que reage sobre um anel de apoio com 55 mm de diâmetro interior, colocado sobre a superfície do betão.

O sistema “Lok-test” apresenta, ainda assim, algumas vantagens em relação ao sistema “Capo-test”, nomeadamente, maior rapidez de execução, menores danos (se não for extraído o fragmento tronco-cónico) e a possibilidade de ser aplicado a profundidades diferentes no interior dos elementos em betão. Como tal, sempre que seja possível planificar-se a execução dos ensaios previamente à betonagem, será recomendável a utilização do sistema “Lok-test”.

De entre os vários métodos de ensaio analisados no presente trabalho, o ensaio de arranque veio a revelar-se como sendo o único que justificou uma comparação directa com correlações de carácter geral existentes na bibliografia consultada para inertes naturais. A este respeito poderá dizer-se ainda que as correlações obtidas se mostraram comparáveis e, mais ainda, muito próximas daquelas de âmbito geral, corroborando, portanto, as indicações das normas britânicas que apontavam já para essa possibilidade.

Os ensaios de arranque beneficiam ainda da possibilidade de serem aplicados numa gama muito vasta de resistências que, segundo o fabricante, poderão atingir mesmo valores ligeiramente acima dos 120 MPa (em cilindros padrão). Este facto assume particular relevância, quando mais que a utilização crescente dos betões de alta resistência, principalmente em obras de grande vulto como sejam as pontes e edifícios altos, é hoje já uma realidade.

No presente trabalho foi ainda estudada a possibilidade de se aplicar o ensaio de tracção directa “Pull-off” (sistema “Bond-test”) na estimativa da resistência à compressão “in situ”. Contudo, as conclusões entretanto extraídas revelaram que este ensaio apenas mostrou a sua aplicabilidade em betões da gama de resistência normal. Acredita-se que este facto se ficou a dever à insuficiente tensão de rotura de aderência das colas epoxi utilizadas em betões com resistências à compressão acima dos 60 MPa (em termos de resistência potencial).

As correlações obtidas para betões da gama de resistência normal revelaram um coeficiente de correlação elevado (0,97). Porém, verificou-se uma dificuldade nítida em conseguir um número mínimo de resultados válidos suficientemente representativos das diferentes localizações (lajes). Este facto ficou a dever-se ao elevado número de leituras invalidadas, o que ocorreu sempre que a rotura se verificou entre a cola e o disco ou entre o betão e a cola. Por outro lado, o ensaio de tracção directa exige um tempo de preparação relativamente longo, comparativamente a outros ensaios não destrutivos, dificultando a sua aplicação extensiva.

A possibilidade de se aplicar carotagem parcial possibilita a eliminação dos efeitos superficiais indesejáveis nas medições e, por outro lado, permite que essas medições sejam efectuadas a maior profundidade, representando melhor a massa interior do betão. Um dos campos de aplicação no qual o ensaio “Pull-off” se tem destacado e que é consequência directa da possibilidade de se aplicar carotagem parcial, consiste na medição da aderência entre camadas de reparação de betões ou outras situações similares, como sejam, por exemplo, a aderência entre a superfície de base e o betão ou argamassas projectados.

Em suma, da análise bibliográfica efectuada sobre os ensaios não destrutivos discutidos neste trabalho, emerge sobretudo a ideia de que para cada situação particular e para cada betão sob ensaio, devem ser obtidas correlações específicas sempre que o objectivo seja o de estimar um valor absoluto da resistência “in situ”. Fica no entanto uma excepção para o ensaio de arranque “Pull-out”, para o qual se demonstrou ser possível e suficientemente adequada a utilização de correlações de âmbito geral, nomeadamente aquelas apresentadas por Krenchel e Petersen [52] e que se aplicam a inertes naturais. Ainda assim, em situações onde se pretenda uma maior precisão nos resultados será sempre conveniente produzirem-se correlações específicas também para o ensaio de arranque (Pull-out).

Ainda que sejam produzidas correlações específicas para os ensaios esclerométrico e ultra-sónico, a sua utilização isolada na estimativa do valor da resistência “in situ” será sempre de evitar, já que essas correlações são influenciadas por um número significativo de factores, por vezes difíceis de serem contabilizados “in situ”, e que poderão conduzir a erros sérios. A sua aplicação deve ser preferivelmente reservada à análise comparativa de um mesmo betão ou de localizações comparáveis de betões idênticos. Nestes casos, os factores que afectam os resultados dos ensaios afectam-nos de forma igual em todo o betão e a comparação relativa dos valores médios em diferentes localizações fornece uma indicação razoável do padrão de variação da resistência desse elemento.

A extração de carotes dos elementos de betão constitui igualmente uma ferramenta muito útil na confirmação do padrão de resultados obtidos pelos ensaios não destrutivos, permitindo determinar eventuais correcções face a correlações previamente estabelecidas. Contudo a sua utilização deverá limitar-se a casos pontuais (zonas críticas).

O procedimento mais correntemente usado e recomendado na avaliação da resistência “in situ” através de carotes, consiste na estimativa de um valor equivalente em cubos. Contudo, este valor tem demonstrado diferir da resistência em provetes moldados do mesmo betão com a mesma maturidade, como consequência natural das diferenças introduzidas pelas características do provete de betão ou pelas variáveis de ensaio. Assim, a interpretação dos resultados obtidos de carotes exige um cuidado especial, de modo a evitar conclusões precipitadas.

A análise da variabilidade dos próprios ensaios foi referida por inúmeros autores como sendo uma ferramenta muito útil no controle de qualidade do betão “in situ”. Nesse sentido apresentam-se em síntese os resultados obtidos na análise experimental retratada ao longo do presente trabalho. Assim, o Quadro 11.1 ilustra os resultados da análise da variabilidade efectuada para os ensaios não destrutivos, enquanto o Quadro 11.2 apresenta uma análise idêntica efectuada para os ensaios complementares que serviram de base ao estabelecimento das correlações. Salienta-se ainda que ambos os resultados (Quadro 11.1 e 11.2) se mostraram sempre dentro dos intervalos de variação observados na bibliografia consultada e que a sua discussão foi oportuna e exhaustivamente apresentada ao longo do Capítulo 10.

Salvaguardando o facto das correlações obtidas ao longo do presente trabalho se referirem à situação particular dos betões produzidos, apresentam-se igualmente em síntese os resultados da análise experimental a esse respeito. Nesse sentido são ilustradas no Quadro 11.3 as correlações obtidas entre as diferentes grandezas medidas pelos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão, enquanto no Quadro 11.4 se ilustra a correlação entre a resistência à compressão equivalente em cubos, obtida de carotes, e a resistência potencial à compressão obtida em provetes cúbicos padrão moldados.

Quadro 11.1 – Síntese da análise da variabilidade dos ensaios não destrutivos realizados no presente trabalho

Gama de resistências	Idade do betão no ensaio	MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS					Desvio padrão da grandeza medida			Coeficiente de variação da grandeza medida		
		Ensaio	Grandeza medida	Média de ensaios por localização	Número de localizações	Intervalo de variação		Valor médio	Intervalo de variação		Valor médio	
						Mínimo	Máximo		Mínimo	Máximo		
Normal (a)	28 dias	Dureza superficial (Esclerómetro de Schmidt tipo N)	Nº de ressalto (R) (direcção vertical) [adimensional]	12 (c)	5	0,84	1,54	1,16	2,62 %	4,35 %	3,60 %	
Alta (b)				10 (c)		0,66	1,20	0,90	1,29 %	2,71 %	1,91 %	
Ambas				10 a 12 (c)		0,66	1,54	1,03	1,29 %	4,35 %	2,76 %	
Normal (a)				13 (c)		0,70	1,93	1,36	2,78 %	5,01 %	4,20 %	
Alta (b)				12 (c)		0,71	1,19	1,01	1,54 %	2,94 %	2,11 %	
Ambas				12 a 13 (c)		0,70	1,93	1,18	1,54 %	5,01 %	3,16 %	
Normal (a)		Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	Velocidade (V) (perp. à betoneagem) [km/s]	7 (d)	5	0,012 km/s	0,036 km/s	0,024 km/s	0,28 %	0,82 %	0,56 %	
Alta (b)				3 (d)		0,006 km/s	0,086 km/s	0,032 km/s	0,13 %	1,91 %	0,72 %	
Ambas				3 a 7 (d)		0,006 km/s	0,086 km/s	0,028 km/s	0,13 %	1,91 %	0,64 %	
Normal (a)				6 (e)		1,54 mm	3,34 mm	2,10 mm	3,10 %	8,53 %	4,53 %	
Alta (b)				---		---	---	---	---	---	---	
Ambas				---		---	---	---	---	---	---	
Normal (a)	Resistência à penetração (Máquina Alternativa de Ensaio)	Distância exposta (E) [mm]	15 (f)	5	0,80 mm	1,65 mm	1,17 mm	3,19 %	8,54 %	5,39 %		
Alta (b)			9 (g)		0,56 mm	1,64 mm	0,99 mm	2,76 %	8,87 %	5,42 %		
Ambas			9 a 15		---	---	---	2,76 %	8,87 %	5,41 %		
Normal (a)			5		1,30 kN	5,19 kN	2,58 kN	3,87 %	18,92 %	9,64 %		
Alta (b)			5		1,24 kN	3,46 kN	2,42 kN	2,91 %	7,02 %	5,07 %		
Ambas			5		1,24 kN	5,19 kN	2,51 kN	2,91 %	18,92 %	7,56 %		
Normal (a)	Entre 8 e 12 meses	Força de arranque (P) [kN]	4 (h)	6	0,16 MPa	0,53 MPa	0,32 MPa	4,53 %	14,69 %	9,93 %		
Alta (b)			---		---	---	---	---	---			
Ambas			---		---	---	---	---	---			
Normal (a)			---		---	---	---	---	---			
Alta (b)			---		---	---	---	---	---			
Ambas			---		---	---	---	---	---			

(a) – Inclui 6 betões com tensões de rotura (f_{cm}) entre os 17 MPa e os 54 MPa, referidas a cubos de 150 mm de aresta.

(b) – Inclui 5 betões com tensões de rotura (f_{cm}) entre os 49 MPa e os 82 MPa, referidas a cubos de 150 mm de aresta.

(c) – Cada uma das leituras referidas foi obtida a partir de cinco medições realizadas nos vértices e no centro de um quadrado com 6 cm de lado.

(d) – Leituras entre duas faces molhadas.

(e) – Foi combinado o nível de carga padrão com a sonda de cor prateada em liga de aço de elevada dureza (6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento).

(f) – Utilizaram-se fulminantes com nível de carga 6 e pregos em liga de aço endurecido (4,5 mm de diâmetro e 52 mm de comprimento), com extremidade cónica e incorporando uma guia plástica.

(g) – Utilizaram-se fulminantes com nível de carga 7 e pregos em liga de aço endurecido (4,5 mm de diâmetro e 42 mm de comprimento), com extremidade cónica e incorporando uma guia plástica.

(h) – Foram efectuados seis ensaios "Bond-test" em cada localização, mas apenas foram utilizadas as leituras válidas (entre duas a seis em cada laje, situando-se em média nas quatro leituras).

Quadro 11.2 – Síntese da análise da variabilidade dos ensaios complementares realizados no presente trabalho

Gama de resistências	Idade do betão no ensaio	ENSAIOS COMPLEMENTARES			Desvio padrão da grandeza medida		Coeficiente de variação da grandeza medida			
		Designação	Grandeza medida	Média de ensaios por localização	Nº de localizações	Intervalo de variação	Valor médio	Intervalo de variação	Valor médio	
						Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	
Normal (a)	28 dias	f_{cm}	Tensão de rotura à compressão, expressa em MPa	4	5	0,47 MPa	2,62 MPa	2,33 %	11,00 %	4,75 %
Alta (b)				3	5	0,82 MPa	2,17 MPa	1,37 %	2,77 %	1,99 %
Ambas				3	10	0,47 MPa	2,62 MPa	1,37 %	11,00 %	3,37 %
Normal (a)		4		6	0,63 MPa	2,00 MPa	1,24 %	6,62 %	3,71 %	
Alta (b)		3		5	0,82 MPa	2,17 MPa	1,37 %	2,77 %	1,99 %	
Ambas		3		11	0,63 MPa	2,17 MPa	1,24 %	6,62 %	2,93 %	
Normal (a)	Entre 8 e 12 meses	ECS		3 (c)	6	1,2 MPa	3,3 MPa	4,3 %	11,1 %	8,4 %
Alta (b)				3 (c)	5	2,9 MPa	12,8 MPa	5,4 %	20,9 %	13,4 %
Ambas				3 (c)	11	1,2 MPa	12,8 MPa	4,3 %	20,9 %	10,6 %

Notas:

- (a) - A gama de resistência normal inclui 6 betões com tensões de rotura (f_{cm}) entre os 17 MPa e os 54 MPa, referidas a provetes cúbicos de 150 mm de aresta.
 - (b) - A gama de alta resistência inclui 5 betões com tensões de rotura (f_{cm}) entre os 49 MPa e os 82 MPa, referidas a provetes cúbicos de 150 mm de aresta.
 - (c) - As carotes foram extraídas das lajes de betão e, após rectificação, apresentavam dimensões médias de 98 mm de diâmetro e 105 mm de altura ($l/d \cong 1,071$).
- ECS** = Tensão de rotura à compressão equivalente em cubos (BS 1881: Part 120 [15]), em MPa, obtida de carotes ensaiadas na condição de serviço (betão seco) e na mesma data em que se efectuaram os ensaios não destrutivos (betões com idades compreendidas entre os 8 e os 12 meses).
- f_{cm} = Tensão de rotura à compressão, em [MPa], de cubos de 150 mm de aresta, curados juntamente com as lajes e ensaiados na mesma data em que foram aplicados os ensaios não destrutivos.
- $f_{cm,28}$ = Tensão de rotura potencial à compressão, em [MPa], de cubos de 150 mm de aresta curados sob condições normalizadas ($T = 20 \pm 2^\circ C$ e $H.R. \geq 95\%$) e ensaiados saturados de água aos 28 dias de idade.

Quadro 11.3 – Síntese da análise das correlações com a resistência obtidas no presente trabalho para os ensaios não destrutivos

MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS			RESISTÊNCIA DE REFERÊNCIA			CORRELAÇÃO COM A RESISTÊNCIA					
Gama de resistências	Nº de localizações (lajes)	Ensaio	Grandeza medida	Média de ensaios por localização	Idade do betão no ensaio	Designação	Média de ensaios por localização	Idade do betão no ensaio	Equação de correlação	Validade da correlação	Coef. de correlação
Normal (a)	5	Dureza superficial (esclerómetro de Schmidt tipo N)	Nº de ressalto (R) (directão vertical) [adimensional]	12 (c)	28 dias	f _{cm}	4	28 dias	f _{cm} = - 30,6997 + 2,0284 * R	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 54 MPa	---
Alta (b)	5			10 (c)			3		f _{cm} = - 97,8920 + 3,4818 * R	49 MPa ≤ f _{cm} ≤ 82 MPa	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	5	Veloc. de prop. dos ultra-sons (PUNDIT)	Nº de ressalto (R) (directão horizontal) [adimensional]	13 (c)	28 dias	f _{cm}	4	28 dias	f _{cm} = - 52,3941 + 2,7609 * R	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 54 MPa	---
Alta (b)	5			12 (c)			3		f _{cm} = - 54,8286 + 2,5189 * R	49 MPa ≤ f _{cm} ≤ 82 MPa	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	5	Resistência à penetração (Pistola Windsor)	Velocidade (V) (perp. à betonagem) [km/s]	7 (d)	28 dias	f _{cm}	4	28 dias	f _{cm} = 0,00013 * exp (2,89 * V)	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 54 MPa	---
Alta (b)	5			3 (d)			3		f _{cm} = 0,00039 * exp (2,645 * V)	49 MPa ≤ f _{cm} ≤ 70 MPa	---
Ambas	10			3 a 7 (d)			3 a 4		f _{cm} = 0,00039 * exp (2,644 * V)	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 70 MPa	---
Normal (a)	5	Resistência à penetração (Pistola Windsor)	Distância exposta (E) [mm]	6 (e)	28 dias	f _{cm}	4	28 dias	f _{cm} = 1,31038 * exp(0,0663 * E)	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 54 MPa	---
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	5	Resistência à penetração (Máquina Alternativa)	Distância exposta (E) [mm]	15 (f)	28 dias	f _{cm}	4	28 dias	f _{cm} = 3,1772 * exp(0,10293 * E)	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 54 MPa	---
Alta (b)	5			9 (g)			3		f _{cm} = - 37,5 + 3,2101 * E	17 MPa ≤ f _{cm} ≤ 54 MPa	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	11	Arranque (CAPO-TEST)	Força de arranque (P) [kN]	5	Entre 8 e 12 meses	ECS	---	Entre 8 e 12 meses	---	---	---
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	6	Tracção directa (BOND-TEST)	Força de rotura à tracção (F) [kN]	4 (h)	Entre 8 e 12 meses	ECS	3 (i)	Entre 8 e 12 meses	ECS = - 5,521 + 1,2054 * P	14 kN ≤ P ≤ 60 kN	0,96
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	6	Tensão de rotura à tracção (T) [MPa]	Tensão de rotura à tracção (T) [MPa]	4 (h)	Entre 8 e 12 meses	ECS	3 (i)	Entre 8 e 12 meses	ECS = 0,28369 * F ^ 1,6978	11 kN ≤ F ≤ 18 kN	---
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	6	Arranque (CAPO-TEST)	Força de arranque (P) [kN]	---	Entre 8 e 12 meses	ECS	---	Entre 8 e 12 meses	---	---	---
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	11	Arranque (CAPO-TEST)	Força de arranque (P) [kN]	5	Entre 8 e 12 meses	ECS	3	Entre 8 e 12 meses	ECS = 3,7231 * T ^ 1,6924	2,5 MPa ≤ T ≤ 4,0 MPa	---
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	11	Arranque (CAPO-TEST)	Força de arranque (P) [kN]	5	Entre 8 e 12 meses	ECS	3	Entre 8 e 12 meses	ECS = - 21,961 + 15,2566 * T	2,5 MPa ≤ T ≤ 4,0 MPa	0,97
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---
Normal (a)	11	Arranque (CAPO-TEST)	Força de arranque (P) [kN]	5	Entre 8 e 12 meses	ECS	3	Entre 8 e 12 meses	f _{cm,28} = 0,87701 + 1,37093 * P	14 kN ≤ P ≤ 60 kN	0,99
Alta (b)	---			---			---		---	---	---
Ambas	---			---			---		---	---	---

(a) - Inclui 6 betões com resistências à compressão (f_{cm}) entre os 17 MPa e os 54 MPa, referidas a provetes cúbicos de 150 mm de aresta.
 (b) - Inclui 5 betões com resistências à compressão (f_{cm}) entre os 49 MPa e os 82 MPa, referidas a provetes cúbicos de 150 mm de aresta.
 (c) - Cada uma das leituras referidas foi obtida a partir de cinco medições realizadas nos vértices e no centro de um quadrado com 6 cm de lado.
 (d) - Leituras entre duas faces moldadas.
 (e) - Foi combinado o nível de carga padrão com a sonda prateada em liga de aço de elevada dureza (6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento).
 (f) - Utilizaram-se fulminantes com nível de carga 6 e pregos em liga de aço endurecido (4,5 mm de diâmetro e 52 mm de comprimento), com extremidade cônica.
 (g) - Utilizaram-se fulminantes com nível de carga 7 e pregos em liga de aço endurecido (4,5 mm de diâmetro e 42 mm de comprimento), com extremidade cônica.
 (h) - Efectuaram-se 6 ensaios em cada localização, mas apenas foram contabilizadas as leituras válidas (entre duas a seis em cada laje).
 (i) - As carotes foram extraídas de lajes de betão e, após rectificação, apresentavam dimensões médias de 98 mm de diâmetro e 105 mm de altura (l/d ≃ 1,071).

ECS = Tensão de rotura à compressão equiv. em cubos (BS 1881: Part 120 [15], em MPa, obtida de carotes ensaiadas na condição de serviço (betão seco) e na mesma data em que se efectuaram os ensaios não destrutivos.
 f_{cm} = Tensão de rotura à compressão, em MPa, de cubos de 150 mm de aresta, curados juntamente com as lajes e ensaiados na mesma data em que foram aplicados os ensaios não destrutivos.
 f_{cm,28} = Tensão de rotura potencial à compressão, em MPa, de cubos de 150 mm de aresta sujeitos a cura normalizada e ensaiados saturados aos 28 dias.

Quadro 11.4 – Correlação entre a resistência potencial e a resistência equivalente em cubos (a partir de carotes), obtida no presente trabalho

Gama de resistências	Nº de localizações (lajes)	RESISTÊNCIA POTENCIAL (Ensaio de provetes moldados)		RESIST. EQUIVALENTE EM CUBOS (Ensaio de carotes "padrão") (b)		CORRELAÇÃO: RESISTÊNCIA POTENCIAL VERSUS RESISTÊNCIA EQUIVALENTE EM CUBOS				
		Designação	Média de ensaios por localização	Idade do betão no ensaio	Designação	Média de ensaios por localização	Idade do betão no ensaio	Equação de correlação	Validade da correlação	Coef. de correlação
21 MPa a 82 MPa (a)	11	$f_{cm,28}$	3 a 4	28 dias	ECS	3	Entre 8 e 12 meses	$f_{cm,28} = 10,346 + 1,0574 * ECS$	21 MPa $\leq f_{cm,28} \leq 82$ MPa 15 MPa $\leq ECS \leq 70$ MPa	0,96

(a) - Valores referidos à resistência potencial à compressão ($f_{cm,28}$) em provetes cúbicos de 150 mm de aresta.

(b) – As carotes foram extraídas das lajes de betão e, após rectificação, apresentavam dimensões médias de 98 mm de diâmetro e 105 mm de altura ($l/d \cong 1,071$).

ECS = Tensão de rotura à compressão equivalente em cubos (BS 1881: Part 120 [15]), em MPa, obtida de carotes ensaiadas na condição de serviço (betão seco) e na mesma data em que se efectuaram os ensaios não destrutivos (betões com idades compreendidas entre os 8 e os 12 meses).

$f_{cm,28}$ = Tensão de rotura potencial à compressão, em MPa, de cubos de 150 mm de aresta sujeitos a cura normalizada e ensaiados saturados aos 28 dias.

11.3 - Recomendações para trabalhos futuros

No que se segue apresentam-se de forma muito resumida, alguns dos campos de investigação que potencialmente poderão merecer atenção futura:

1) É notório que a gama de resistências definida ao longo deste trabalho como sendo elevada no contexto nacional das obras correntes, poderá vir a ser considerada à luz do desenvolvimento recente nesta área, como sendo uma gama de resistência normal. Apesar de se terem obtido facilmente betões com resistências à compressão da ordem dos 115 MPa na campanha de estudos de composição que precedeu a análise experimental aqui apresentada, nomeadamente com recurso a superplastificantes e sílica de fumo, entendeu-se limitar, nesta fase, já por si exaustiva, a aplicação dos ensaios não destrutivos a betões com resistências apenas até cerca de 80 MPa. Foi deste modo estabelecida uma etapa intermédia que permitiu filtrar já alguns desses ensaios cuja aptidão se revelou menos adequada. Assim resta ainda um longo caminho a percorrer no sentido de se verificar a aplicabilidade de alguns dos ensaios aqui discutidos em betões acima dos 80 MPa.

2) Um outro estudo que ficou por efectuar na presente análise experimental e que se reveste de particular interesse na monitorização de estruturas em betão diz respeito à aplicação dos ensaios não destrutivos em idades jovens, ou seja, fazendo a medição no mesmo betão a diferentes maturidades. Eventualmente poderia ainda estudar-se a influência de outros tipos de inertes para além daqueles utilizados.

3) A aplicação da Máquina Alternativa de Ensaio testada ao longo deste trabalho do ponto de vista exploratório, carece ainda de um estudo exaustivo no sentido de se avaliar alguns dos parâmetros que ficaram por esclarecer, e o caminho a percorrer até que possa ser considerada efectivamente um ensaio não destrutivo dependerá certamente do interesse que venha a demonstrar merecer no futuro.

4) Recentemente, têm sido produzidos alguns betões “leves” de alta resistência, para os quais não existem ainda quaisquer referências no que respeita à aplicação dos ensaios não destrutivos no sentido de estimar a sua resistência. É sabido que em betões da gama de resistências normal existem diferenças significativas de comportamento de tais

ensaios quando aplicados a betões “leves” e a sua aplicação a gamas superiores de resistência poderá eventualmente ser objecto de interesse.

5) Muitos laboratórios em todo o mundo têm pesquisado novos materiais de construção. Um dos materiais que tem beneficiado actualmente de alguma atenção é o betão de alta resistência reforçado com fibras (com especial incidência nas fibras metálicas e de carbono), com o propósito de incrementar a sua resistência à tracção e em parte introduzir alguma ductilidade ao próprio material. Nesse sentido, será previsivelmente necessário verificar a aptidão dos ensaios não destrutivos existentes ou estudar novas formas de ensaio que permitam avaliar “in situ” este novo material compósito.

A questão deverá focar-se não só na estimativa da resistência à compressão dos betões reforçados com fibras através de ensaios não destrutivos, mas também quanto ao comportamento das próprias fibras (aderência) no mecanismo de rotura de provetes padrão num ensaio estático ou em ensaios de carga em elementos estruturais. Enquanto que para o primeiro caso (estimar a resistência “in situ”) não existem quaisquer referências, no segundo (mecanismo de rotura) têm sido já realizados alguns estudos preliminares através de aparelhos de emissão acústica. Por outro lado, será também previsível que seja necessário avaliar “in situ” a influência da corrosão das fibras metálicas na durabilidade do betão e testar igualmente os equipamentos hoje existentes para esse efeito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI 214-77 (Reapproved 1989)- Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete. «ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements», Detroit 1994 (citado em [67]).
- [2] ACI 228 IR-89 – In-place Methods for Determination of Strength of Concrete, Detroit, American Concrete Institute, 1989.
- [3] ACI 318 - Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit, American Concrete Institute (citado em [24]).
- [4] ACI 363 R-84 – State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete. «ACI Journal – Committee Report», n.º 81-34, Jul. - Aug. 1984.
- [5] ALMEIDA, Ivan R.– Betões de Alta Resistência e Durabilidade, Lisboa, LNEC, 1990.
- [6] APEB – Betão: Propriedades e Controle de Qualidade, Lisboa, APEB – Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto, 1993.
- [7] ASTM – Recommended Practice for Choice of Sample Size to Estimate the Average Quality of a Lot or Process, E 122, 1988, ASTM, Annual Book of Standards, Vol.14.02 (citado em [25]).
- [8] ASTM C42 – Standard Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. Philadelphia, American Society for Testing and Materials.
- [9] ASTM C597-83 – Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1983.
- [10] ASTM C803-90 – Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1990.

- [11] ASTM C805-85 – Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1985.
- [12] ASTM C900-87 – Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1987.
- [13] BICKLEY, J. A – Achieving Safety and Economy in High Rise Concrete Structures Through the use of In-place Testing. «Third International Conference on Tall Buildings», Chicago, Illinois, January 1986.
- [14] British Standard BS 1881 :Part 203: 1986 – Testing Concrete: Recommendations for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete, London, British Standard Institution.
- [15] British Standard BS 1881: Part 120: 1983 – Testing Concrete. Method for Determination of Compressive Strength of Concrete Cores, London, British Standards Institution.
- [16] British Standard BS 1881: Part 201: 1986 – Testing Concrete: Guide to the Use of Non-destructive Methods of Test for Hardened Concrete, London, British Standards Institution.
- [17] British Standard BS 1881: Part 202: 1986 – Testing Concrete: Recommendations for Surface Hardness Testing by Rebound Hammer, London, British Standards Institution.
- [18] British Standard BS 1881: Part 207: 1992 – Testing Concrete. Recommendations for the Assessment of Concrete Strength by Near-to-surface Tests, London, British Standards Institution.
- [19] British Standard BS 6089 – Guide to Assessment of Concrete Strength in Existing Structures. London, British Standards Institution, s.d.
- [20] BUNGEY, J. H. – Concrete Strength Variations and In-place Testing, in «Proceedings of 2nd Australian Conference on Engineering Materials», University of New South Wales, Sydney, 1981, p. 85 – 96 (citado em [24]).

- [21] BUNGEY, J. H. – Testing by Penetration Resistance. «Concrete», n.º 1, vol. 15, Jan. 1981, p. 30 – 32.
- [22] BUNGEY, J. H. – Testing Concrete In Structures: A Guide to Equipment for Testing Concrete in Structures, TN 143, CIRIA, 1992 (citado em [24]).
- [23] BUNGEY, J. H.; MADANDOUST, R. – Factors Influencing Pull-off Tests on Concrete. «Magazine of Concrete Research», 44, n.º 158, Mar. 1992, p. 21-30.
- [24] BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G. – Testing of Concrete in Structures, 3.^a ed., London, Chapman & Hall, 1996.
- [25] CARINO, J. Nicholas – Pullout Test, in «Handbook on Nondestructive Testing of Concrete», Florida (EUA), CRC Press Inc., 1991, p. 39 – 82.
- [26] CARINO, N. J.; STONE, W. C. – Analysis of In-place Test Data With Spreadsheet Software, in «Computer Use of Statistical Analysis of Concrete Tests», ACI SP-101, Detroit, American Concrete Institute, 1987 (citado em [25]).
- [27] CEB-FIP – “Design Code, Model Code 1990”, CEB, Thomas Telford Services Ltd, Lausanne, Switzerland, 1993.
- [28] CEN – Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Dec. 1992.
- [29] CONCRETE SOCIETY – Concrete Core Testing for Strength. Technical Report. 11, London, 1987
- [30] COUTINHO, A de Sousa – Fabrico e Propriedades do Betão, vol. 1, Lisboa, LNEC, 1988.
- [31] COUTINHO, A de Sousa – Fabrico e Propriedades do Betão, vol. 2, Lisboa, LNEC, 1988.
- [32] COUTINHO, A de Sousa; GONÇALVES, Arlindo – Fabrico e Propriedades do Betão, vol. 3, Lisboa, LNEC, 1994.

- [33] ERNTROY, H. C. - The Variation of Works Test Cubes. «Research Report No 10», Cement Concrete Association, London, Nov. 1960 (citado em [67]).
- [34] Especificação LNEC E226-1968 – Betão: Ensaio de compressão.
- [35] Especificação LNEC E228-1968 - Betão: Determinação da Trabalhabilidade Vêbê.
- [36] Especificação LNEC E245-1971 - Inertes para Argamassas e Betões: Análise Granulométrica.
- [37] Especificação LNEC E248-1971 - Inertes para Argamassas e Betões: Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Areias.
- [38] Especificação LNEC E255-1971 – Betões: Preparação de Provetes para Ensaios de Compressão e de Flexão.
- [39] Especificação LNEC E372-1993 – Água de Amassadura para Betões: Características e Verificação da Conformidade.
- [40] Especificação LNEC E373-1993 - Inertes para Argamassas e Betões: Características e Verificação da Conformidade.
- [41] Especificação LNEC E374-1993 – Adjuvantes para Argamassas e Betões: Características e Verificação da Conformidade.
- [42] FRENCH, C. W.; MOKHTARZADEH, A. – High Strength Concrete: Effects of Materials, Curing and Test Procedures on Short Term Compressive Strength. «Portland Cement Institute J.», 38, Part 3, 1993, p. 76 – 87 (citado em [79]).
- [43] GERMANN INSTRUMENTS A/S - Capo-Test Manual, Copenhagen (Denmark), April 1996.
- [44] GERMANN INSTRUMENTS A/S - Lok-Test Manual, 2 ed., Copenhagen (Denmark), March 1992.

- [45] GERMANN INSTRUMENTS INC. - Bond-Test Manual, 4th edition, Copenhagen (Denmark), Nov. 1992.
- [46] GONÇALVES, Arlindo F. – Novos Ensaios Não Destrutivos para a Determinação da Resistência do Betão nas Estruturas, Lisboa, LNEC, Memória n.º 671, 1986.
- [47] HELLIER, A. K.; SANSALONE, M.; CARINO, N. J.; STONE, W. C.; INGRAFFEA, A. R. – Finite-element Analysis of the Pullout Test Using a Nonlinear Discrete Cracking Approach. «ASTM J. Cement, Concr. Aggregates», 9(1), 20, 1987 (citado em [25]).
- [48] HINDO, K. R.; BERGSTROM, W. R. – Statistical Evaluation of the In-place Compressive Strength of Concrete. «Concrete International», 7, n.º 2, Feb. 1985, p. 44 – 48 (citado em [24, 25]).
- [49] KIERKEGAARD-HANSEN, P. – Lok-strength, n.º 3, Nordisk Betong, 1975 (citado em [25]).
- [50] KOLEK, J. – An Appreciation of the Schmidt Rebound Hammer. «Magazine of Concrete Research», London, 10 (28), 27, 1958 (citado em [63])
- [51] KRENCHER, H.; BICKLEY, J. A. – Pullout Testing of Concrete: Historical Background and Scientific Level Today, Nordisk Betong, Publ. 6, Nordic Concrete Federation, 1987 (citado em [25]).
- [52] KRENCHER, H.; PETERSEN, C. G.– In-situ Pullout Testing with Lok-test. Ten Years' Experience. «International Conference on In situ/ Non-destructive Testing of Concrete», Ottawa, 2-5 Oct.1984.
- [53] KRENCHER, H.; SHAH, S. P. – Fracture Analysis of the Pullout Test. «Materials and Structures (RILEM)», Vol. 18, n.º 108, Nov./Dec. 1985 (citado em [25]).
- [54] LONG, A. E.; MONTGOMERY, F. R.; CLELAND, D. – Assessment of Concrete Strength and Durability On Site, in «Proc. Struct. Faults and Repair 87», Engineering Technics Press, Edinburgh, 1987, p. 61-73 (citado em [24]).

- [55] LONG, A. E.; MURRAY, A. – Pull-off Test for In-situ Concrete Strength. «Concrete», Dez. 1981, p. 23 (citado em [46]).
- [56] LONG, A. E.; MURRAY, A. – The Pull-off Partially Destructive Test for Concrete, in «In-situ Non-destructive Testing of Concrete», SP-82, Detroit, American Concrete Institute, 1984, p. 327-350 (citado em [23, 24]).
- [57] LOPES, Sérgio; NEPOMUCENO, Miguel – A Comparative Study of Penetration Resistance Apparatus on Concrete, in «Proceedings of ICCE/4», Hawaii, David Hui Edition, Jul. 1997, p. 615-616.
- [58] LOPES, Sérgio; NEPOMUCENO, Miguel – Evaluation of In-place Concrete Strength by Near-to-surface Tests. «12th European Ready Mixed Concrete Congress», Lisbon, APEB, June 1998, p. 338 – 347.
- [59] LOPES, Sérgio; NEPOMUCENO, Miguel – High Strength Concrete: Penetration Resistance Tests on High Strength Concrete, in «First International Conference on High Strength Concrete, July 13-18, 1997», ASCE, USA, 1999, ISBN 0-7844-0419-4, p. 425-433.
- [60] LOURENÇO, Jorge F. – Metodologia da Composição de Betões, Coimbra, Livraria Almedina, 1989.
- [61] LOURENÇO, Jorge; COUTINHO, José – O Cálculo Automático no Projecto de Composição de Betões, Coimbra, FCTUC, 1989.
- [62] MALHOTRA, V. M. – Contract Strength Requirements. Cores Versus In-situ Evaluation. «J. Amer. Concr. Inst.», 74, n.º 4, 1977, p. 163-172 (citado em [67]).
- [63] MALHOTRA, V. M. – Surface Hardness Methods, in «Handbook on Nondestructive Testing of Concrete», Florida (EUA), CRC Press Inc., 1991, p. 1 – 18.
- [64] MALHOTRA, V. M.; CARETTE, G. G. – Penetration Resistance Methods, in «Handbook on Nondestructive Testing of Concrete», Florida (EUA), CRC Press Inc., 1991, p. 19 – 38.

- [65] MURPHY, W. E. – Discussion on Paper by V. M. Malhotra: Contract Strength Requirements. Cores Versus In-situ Evaluation. «J. Amer. Concr. Inst.», 74, n.º 4, 1977, p. 523-525 (citado em [67]).
- [66] NEPOMUCENO, Miguel – Betão: Estudo da Composição e Propriedades. «Documento de Apoio às Aulas Práticas de Materiais de Construção II», Covilhã, UBI, 1997.
- [67] NEVILLE, A M. – Properties of Concrete, 4ª Edition., London, Longman Group Limited, 1995.
- [68] Norma Portuguesa Definitiva – NP 581 – Inertes para Argamassas e Betões: Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Britas e Godos. IGPAI, Lisboa, 1969.
- [69] Norma Portuguesa Definitiva – NP 87 – Consistência do Betão: Ensaio de Abaixamento. IGPAI, Lisboa, 1964.
- [70] Norma Portuguesa Definitiva – NP 954 – Inertes para Argamassas e Betões: Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Areias. IGPAI, Lisboa, 1973.
- [71] Norma Portuguesa NP 2064 – Cimentos. Definições, Composição, Especificações e Critérios de Conformidade, IPQ, 1991.
- [72] Norma Portuguesa NP ENV206: 1993 - Betão: Comportamento, Produção, Colocação e Critérios de Conformidade – Lisboa, Instituto Português da Qualidade, 1993.
- [73] OTTOSEN, N. S. – Nonlinear Finite Element Analysis of Pullout Test. «J. Struct. Div.», ASCE, 107 (ST4), 591, 1981 (citado em [25]).
- [74] PETERSEN, C. Germann – Determination of the Relationship Between the Lok-test and the Capo-test Pullout Force and the Compressive Strength of Concrete (...), Germann Instruments A/S, Oct. 1991.

- [75] PETERSEN, C. Germann – In-place Testing for Quality Assurance and Early Loading Operations with Pullout Testing and Maturity Measurements. Testing During Concrete Construction. «International Workshop», Mainz, 5-7 March 1990.
- [76] PLOWMAN, J. M.; SMITH, W. F.; SHERRIFF, T. – Cores, Cubes and the Specified Strength of Concrete. «The Structural Engineer», 52, n.º 11, 1974, p. 421–426 (citado em [67]).
- [77] PORTO EDITORA – Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos (Dec.-Lei n.º 445/89, de 30 de Dezembro), Porto, Porto Editora, 1993.
- [78] PORTO EDITORA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (Dec. Lei n.º 349-c/83, de 30 de Julho), Porto, Porto Editora, 1993.
- [79] PRICE, W. F.; HYNES, J. P. – In-situ Strength Testing of High Strength Concrete. «Magazine of Concrete Research», 48, No 176, Sept 1996, p. 189-197.
- [80] PROCEQ S.A. - Concrete Test Hammer Types N and NR: Operating instructions, Zurich, Switzerland, s.d.
- [81] RICHARDS, O. – Pullout Strength of Concrete, Reproducibility and Accuracy of Mechanical Tests, «ASTM SP 626», 1977 (citado em [25]).
- [82] SKRAMTAJEW, B. G. – Determining Concrete Strength for Control of Concrete in Structures, in «Proceedings ACI», vol. 34, 1938, p. 285 (citado em [46]).
- [83] STONE, W. C.; CARINO, N. J. – Comparison of Analytical with Experimental Strain Distribution for the Pullout Test. «ACI Journal», 81 (1), 3, 1984 (citado em [25]).
- [84] STONE, W. C.; CARINO, N. J. – Deformation and Failure in Large-Scale Pullout Tests. «ACI Journal», 80 (6), Nov./Dec. 1983, p. 501 – 513.
- [85] STONE, W. C.; CARINO, N. J.; REEVE, C. P. – Statistical Method for In-place Strength Predictions by the Pullout Test. «ACI Journal», 83, No 5, Sept./Oct. 1986, p. 745 – 756.

- [86] STONE, W. C.; REEVE, C. P. – A New Statistical Method for Prediction of Concrete Strength From In-place Tests. «Cement Concrete Aggregates», ASTM J., 8 (1), 3, 1986 (citado em [25]).
- [87] TELES, Madalena; BARBOSA, Juliano.– Compressive Strength of Young Concrete Obtained In Drilled Cores, in «12th European Ready Mixed Concrete Congress», Lisbon, APEB, June 1998, p. 329 – 337.
- [88] TOMSETT, H. N. – Ultrasonic Pulse Velocity Measurements in the Assessment of Concrete Quality. «Magazine of Concrete Research», 32, n.º 110, March 1980, p. 7-16 (citado em [24]).
- [89] TREMPER, B. – The Measurement of Concrete Strength by Embedded Pull-out Bars, ASTM, n.º 34, 1944, p. 285 (citado em [46]).
- [90] WINDSOR SYSTEMS INC. – Windsor Probe Test System. Technical Data Manual, Chicago (USA), NDT James, s.d.
- [91] WINDSOR SYSTEMS INC. - Windsor Probe Test System: Operating instructions, Chicago (USA), NDT James, s.d.
- [92] YUAN, Robert L.; RAGAB, Mostafa; HILL, Robert E.; COOK, James E.- Evaluation of Core Strength in High-Strength Concrete. «Concrete International», vol. 13, May 1991, p. 30-34.

ANEXOS

ANEXO A.1

Síntese do Estudo da Composição de Betões

ANEXO A.1.1

Betões da Gama de Resistência Normal

Quadro A.1 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N15

Identificação do betão: N15				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,388 , Massa vol. = 2370 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				19,1	85,21	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	64,02	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	56,52	
Plastificante (marca: PLASTOCRETE P), [litros] (Massa vol. = 1100 [kg/m ³])				4,76	49,02	
Superplastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				2,38	43,61	
Água [litros] (Após redução de 10%)				1,19	34,07	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	21,25	
				0,297	17,10	
				0,149	16,54	
				0,074	16,36	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 2,46 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = --- ; K' = ---		
Ensaio Vêbê [s]:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 24 ; B = 1,5		
				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,767		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Ensaio do betão endurecido:						
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado a T ≅ 16 °C ; H.R. ≅ 50% (conservado junto à laje de ensaio)						
7	2	A	2329	18,52	0,54	2,92
28	2	A	---	37,91	0,78	2,06
Betão curado por imersão em água à temperatura de 20±2°C.						
28	2	A	---	42,1	2,0	4,75
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.2 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N27

Identificação do betão: N27				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,388 , Massa vol. = 2370 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				19,1	89,28	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	73,69	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	67,70	
Plastificante (marca: PLASTOCRETE P), [litros] (Massa vol. = 1100 [kg/m ³])				4,76	61,22	
Superplastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				2,38	54,20	
Água [litros] (Após redução de 11%)				1,19	39,57	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	19,65	
				0,297	13,27	
				0,149	12,49	
				0,074	12,29	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 6,32 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio Vêbê [s]:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 30 ; B = 2		
				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,426		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Ensaio do betão endurecido:						
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado a T = 12 °C ; H.R. = 65% (conservado junto à laje de ensaio)						
28	3	A	2274	23,80	2,62	11,00
Betão curado por imersão em água à temperatura de 20±2°C.						
28	4	A	2284	28,53	1,22	4,26
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.3 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N29

Identificação do betão: N29				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,388 , Massa vol. = 2370 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				19,1	89,70	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	74,01	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	66,60	
Plastificante (marca: PLASTOCRETE P), [litros] (Massa vol. = 1100 [kg/m ³])				4,76	58,13	
Superplastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				2,38	51,23	
Água [litros] (Após redução de 11%)				1,19	38,61	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	21,59	
				0,297	16,11	
				0,149	15,42	
				0,074	15,22	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 4,43 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio Vêbê [s]:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 30 ; B = 2		
				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,426		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Ensaio do betão endurecido:						
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado a T ≅ 12°C ; H.R. ≅ 65% (conservado junto à laje de ensaio)						
28	4	A	2367	37,43	0,87	2,33
Betão curado por imersão em água à temperatura de 20±2°C.						
28	4	A	2367	42,42	0,63	1,48
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.4 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N30

Identificação do betão: N30				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,388 , Massa vol. = 2370 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)		
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8		
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				38,1		
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				25,4		
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				19,1		
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7		
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52		
Plastificante (marca: PLASTOCRETE P), [litros] (Massa vol. = 1100 [kg/m ³])				4,76		
Superplastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				2,38		
Água [litros] (Após redução de 11%)				1,19		
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590		
				0,297		
				0,149		
				0,074		
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 3,58 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				110		
Ensaio Vêbê [s]:				---		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				2328		
				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio do betão endurecido:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado a T \equiv 12°C ; H.R. \equiv 65% (conservado junto à laje de ensaio)						
28	4	A	2347	42,33	1,74	4,11
Betão curado por imersão em água à temperatura de 20 \pm 2°C.						
28	4	A	2347	47,24	1,85	3,92
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.5 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N31

Identificação do betão: N31				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,388 , Massa vol. = 2370 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				19,1	89,39	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	73,18	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	65,41	
Plastificante (marca: PLASTOCRETE P), [litros] (Massa vol. = 1100 [kg/m ³])				4,76	56,52	
Superplastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				2,38	49,90	
Água [litros] (Após redução de 11%)				1,19	38,35	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	22,82	
				0,297	17,82	
				0,149	17,17	
				0,074	16,98	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 3,16 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio Vêbê [s]:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 30 ; B = 2		
				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,426		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Ensaio do betão endurecido:						
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado a T ≅ 12°C ; H.R. ≅ 65% (conservado junto à laje de ensaio)						
28	4	A	2403	53,18	1,94	3,65
Betão curado por imersão em água à temperatura de 20±2°C.						
28	4	A	2412	60,37	0,75	1,24
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.6 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N33

Identificação do betão: N33				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,388 , Massa vol. = 2370 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)		
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8		
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				38,1		
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				25,4		
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				19,1		
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7		
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52		
Plastificante (marca: PLASTOCRETE P), [litros] (Massa vol. = 1100 [kg/m ³])				4,76		
Superplastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				2,38		
Água [litros] (Após redução de 12%)				1,19		
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590		
				0,297		
				0,149		
				0,074		
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 7,03 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				130		
Ensaio Vêbê [s]:				---		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				2280		
				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio do betão endurecido:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado a T ≅ 12°C ; H.R. ≅ 65% (conservado junto à laje de ensaio)						
28	4	A	2188	17,7	0,47	2,66
Betão curado por imersão em água à temperatura de 20±2°C.						
28	4	A	2212	21,8	1,44	6,62
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

ANEXO A.1.2

Betões da Gama de Alta Resistência

Quadro A.7 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N34

Identificação do betão: N34				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,514 , Massa vol. = 2350 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2660 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2690 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				19,1	88,49	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	70,47	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	61,03	
Plastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				4,76	50,27	
Superplastificante (marca: SIKAMENT FF), [litros] (Massa vol. = 1230 [kg/m ³])				2,38	41,91	
Água [litros] (Após redução de 22%)				1,19	34,63	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	29,40	
				0,297	26,50	
				0,149	25,16	
				0,074	24,72	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 3,28 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				120		
Ensaio Vêbê [s]:				---		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				2404		
Ensaio do betão endurecido:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,37 ; K' = 0,003		
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado por imersão em água à temperatura de 22±2°C.						
3	2	A	2471	58,75	0,23	0,39
7	2	A	2459	73,11	0,61	0,83
14	2	A	2471	79,03	0,21	0,27
28	3	A	2481	81,94	1,12	1,37
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.8 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N35

Identificação do betão: N35				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,514 , Massa vol. = 2350 [kg/m ³])		549		Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])		---		Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2660 [kg/m ³])		401		50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2690 [kg/m ³])		732		38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])		---		25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])		535		19,1	87,49	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])		---		12,7	70,47	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])		---		9,52	64,03	
Plastificante (marca: , [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])		---		4,76	53,27	
Superplastificante (marca: SIKAMENT FF), [litros] (Massa vol. = 1230 [kg/m ³])		13,375		2,38	43,91	
Água [litros] (Após redução de 22%)		145		1,19	34,71	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:		0,27		0,590	28,02	
				0,297	24,33	
				0,149	22,64	
				0,074	22,11	
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 1,95 [%]		
120				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio Vêbê [s]:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
---				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 30 ; B = 2		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m³].				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
2379				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,426		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Ensaio do betão endurecido:						
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado por imersão em água à temperatura de 22±2°C.						
3	2	A	2483	60,53	0,74	1,22
7	2	A	2477	68,86	0,57	0,83
14	2	A	2477	73,73	0,66	0,90
28	3	A	2483	78,35	2,17	2,77
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.9 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N36

Identificação do betão: N36				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,514 , Massa vol. = 2350 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2660 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2690 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				19,1	88,32	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	71,51	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	65,41	
Plastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				4,76	59,20	
Superplastificante (marca: SIKAMENT FF), [litros] (Massa vol. = 1230 [kg/m ³])				2,38	47,65	
Água [litros] (Após redução de 22%)				1,19	34,63	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	25,04	
				0,297	19,76	
				0,149	17,39	
				0,074	16,68	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 2,33 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				>150		
Ensaio Vêbê [s]:				---		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				2330		
				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio do betão endurecido:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado por imersão em água à temperatura de 22±2°C.						
3	2	A	2433	32,11	0,16	0,49
7	2	A	2447	38,24	1,12	2,94
14	2	A	2441	43,64	0,36	0,82
28	3	A	2459	49,12	1,02	2,08
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.10 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N37

Identificação do betão: N37				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,514 , Massa vol. = 2350 [kg/m ³)		755		Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³)		---		Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,158 , Massa vol. = 2660 [kg/m ³)		306		50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,229 , Massa vol. = 2690 [kg/m ³)		708		38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³)		---		25,4	100,00	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³)		425		19,1	88,72	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³)		---		12,7	72,10	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³)		---		9,52	65,28	
Plastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³)		---		4,76	58,00	
Superplastificante (marca: SIKAMENT FF), [litros] (Massa vol. = 1230 [kg/m ³)		10,625		2,38	46,73	
Água [litros] (Após redução de 22%)		140		1,19	34,46	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:		0,33		0,590	25,45	
				0,297	20,50	
				0,149	18,26	
				0,074	17,58	
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				---		
Ensaio Vêbê [s]:				---		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m³].				2347		
Ensaio do betão endurecido:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 2,19 [%]		
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado por imersão em água à temperatura de 22±2°C.						
3	2	A	2447	36,42	0,06	0,18
7	2	A	2444	46,70	0,52	1,10
14	2	A	2427	51,94	3,78	7,28
28	3	A	2457	58,27	0,82	1,41
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 30 ; B = 2		
				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,426		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

Quadro A.11 – Dados referentes ao estudo da composição do betão N38

Identificação do betão: N38				Referência:		
Dosagem do betão por metro cúbico:				Curva real do betão		
Areia rolada do rio [kg] (MF= 3,514 , Massa vol. = 2380 [kg/m ³])				Percentagens totais de material que passa nos peneiros.		
Areia britada de granito [kg] (MF= , Massa vol. = [kg/m ³])				Abertura (mm)	%	
Brita 1-granito britado [kg] (MF= 6,352 , Massa vol. = 2700 [kg/m ³])				50,8	100,00	
Brita 2-granito britado [kg] (MF= 7,252 , Massa vol. = 2690 [kg/m ³])				38,1	100,00	
Cimento Portland Composto Tipo II, classe 32.5 [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				25,4	99,32	
Cimento Portland Normal, Tipo I, classe 42,5 [kg] (Massa vol. = 3150 [kg/m ³])				19,1	87,86	
Cinzas volantes [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				12,7	70,91	
Sílica de fumo [kg] (Massa vol. = [kg/m ³])				9,52	63,50	
Plastificante (marca:), [litros] (Massa vol. = [kg/m ³])				4,76	54,77	
Superplastificante (marca: SIKAMENT FF), [litros] (Massa vol. = 1230 [kg/m ³])				2,38	45,50	
Água [litros] (Após redução de 22%)				1,19	34,97	
Relação A/(Materiais cimentícios), [em massa]:				0,590	27,16	
				0,297	22,82	
				0,149	20,81	
				0,074	20,15	
Ensaio do betão fresco:				Erro médio da solução obtida por peneiro: 1,44 [%]		
Ensaio de abaixamento (Slump test) [mm]:				Parâmetros de Faury para determinação do índice de vazios: K = 0,36 ; K' = 0,003		
Ensaio Vêbê [s]:				Volume de vazios estimado, de acordo com a norma 613 do ACI: Vv = 15 l/m ³ .		
Massa volúmica do betão fresco [kg/m ³].				Parâmetros da curva de referência de Faury: A = 30 ; B = 2		
				Máxima dimensão do betão: D = 25,4 mm.		
				Módulo de finura da curva de ref. De Faury: MF _{ref} = 4,426		
				Efeito de parede: R/D = 1 (Admitiu-se a situação mais desfavorável)		
Ensaio do betão endurecido:						
Idade [dias]	Provetes		Massa volúmica aparente [kg/m ³]	Tensão de rotura à compressão		
	N.º	Tipo		Valor médio [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coef. de Variação [%]
Betão curado por imersão em água à temperatura de 22±2°C.						
3	2	A	2465	46,24	1,00	2,16
7	2	A	2456	56,92	1,88	3,30
14	2	A	2465	62,47	1,79	2,87
28	3	A	2483	67,77	1,56	2,30
A – cubos de 150 mm de aresta						
Observações:						
Cimento classificado de acordo com a NP2064 [71]; Propriedades dos inertes avaliadas de acordo com as Normas Portuguesas e Especificações do LNEC: NP581[68], NP 954 [70], LNEC E373 [40], LNEC E248 [37], LNEC E245 [36]; Adjuvantes em conformidade com LNEC E374 [41]; foi utilizada água potável nos termos definidos por LNEC E372 [39]; Propriedades do betão fresco avaliadas de acordo com a NP 87 [69] e LNEC E228 [35]; Tensão de rotura à compressão avaliada de acordo com LNEC E226 [34]; Cura para avaliação da resistência potencial de acordo com a LNEC E255 [38]; O estudo da composição do betão (suportado pelo método das curvas de referência de Faury) baseou-se nas referências: [4, 5, 6, 30, 31, 32, 60, 61, 66, 67, 72].						

ANEXO A.2

Resultados dos Ensaio de Medição da Dureza Superficial do Betão

Quadro A.12 – Ensaio de dureza superficial na laje N27

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio Do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N27	1	↓	29	30	31	30	29	29,8	29,53	1,02	3,5
	2	↓	31	29	29	29	27	29,0			
	3	↓	28	28	29	30	31	29,2			
	4	↓	30	30	29	31	27	29,4			
	5	↓	28	29	29	29	27	28,4			
	6	↓	29	30	32	30	32	30,6			
	7	↓	28	31	26	28	31	28,8			
	8	↓	28	30	28	28	29	28,6			
	9	↓	34	30	30	32	29	31,0			
	10	↓	33	29	33	32	31	31,6			
	11	↓	31	29	30	29	27	29,2			
	12	↓	30	30	27	28	29	28,8			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.13 – Ensaio de dureza superficial na laje N27

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N27	1	→	29	29	33	30	33	30,8	29,98	1,25	4,17
	2	→	30	33	30	31	33	31,4			
	3	→	26	30	28	29	30	28,6			
	4	→	27	27	28	29	34	29,0			
	5	→	28	28	29	27	32	28,8			
	6	→	27	26	26	34	32	29,0			
	7	→	28	28	34	27	27	28,8			
	8	→	31	29	28	27	28	28,6			
	9	→	28	28	32	30	32	30,0			
	10	→	32	30	31	34	31	31,6			
	11	→	31	33	30	32	28	30,8			
	12	→	29	30	33	29	31	30,4			
	13	→	31	32	34	30	33	32,0			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.14 – Ensaio de dureza superficial na laje N29

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N29	1	↓	30	30	34	32	32	31,6	32,10	0,84	2,62
	2	↓	30	34	28	34	34	32,0			
	3	↓	30	28	32	30	32	30,4			
	4	↓	32	34	34	32	32	32,8			
	5	↓	28	34	32	32	32	31,6			
	6	↓	32	32	32	32	32	32,0			
	7	↓	32	32	32	32	32	32,0			
	8	↓	34	34	36	34	32	34,0			
	9	↓	30	32	32	34	34	32,4			
	10	↓	32	32	30	34	32	32,0			
	11	↓	36	34	34	30	28	32,4			
	12	↓	30	32	32	36	30	32,0			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.15 – Ensaio de dureza superficial na laje N29

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N29	1	→	28	32	30	35	30	31,0	32,06	1,31	4,09
	2	→	34	34	30	36	35	33,8			
	3	→	33	32	30	31	32	31,6			
	4	→	31	29	33	34	30	31,4			
	5	→	31	33	32	32	34	32,4			
	6	→	30	32	33	31	31	31,4			
	7	→	34	35	33	31	33	33,2			
	8	→	35	34	32	33	35	33,8			
	9	→	32	28	32	33	29	30,8			
	10	→	32	30	30	31	32	31,0			
	11	→	37	35	33	32	37	34,8			
	12	→	29	30	32	32	35	31,6			
	13	→	30	31	32	33	30	31,2			
	14	→	35	32	28	31	28	30,8			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.16 – Ensaio de dureza superficial na laje N30

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N30	1	↓	32	36	36	37	31	34,4	35,37	1,54	4,35
	2	↓	42	34	35	36	35	36,4			
	3	↓	34	35	33	36	33	34,2			
	4	↓	33	37	39	40	32	36,2			
	5	↓	35	34	33	36	34	34,4			
	6	↓	31	40	35	34	39	35,8			
	7	↓	43	36	37	42	40	39,6			
	8	↓	36	34	36	35	35	35,2			
	9	↓	34	34	35	35	34	34,4			
	10	↓	32	36	38	35	34	35,0			
	11	↓	32	35	36	33	35	34,2			
	12	↓	38	36	33	34	32	34,6			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.17 – Ensaio de dureza superficial na laje N30

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N30	1	→	32	33	32	34	34	33,0	31,86	1,60	5,01
	2	→	28	30	23	29	28	27,6			
	3	→	32	34	30	34	32	32,4			
	4	→	31	30	31	32	30	30,8			
	5	→	29	30	29	31	33	30,4			
	6	→	33	34	34	32	34	33,4			
	7	→	34	33	31	30	32	32,0			
	8	→	35	33	32	35	32	33,4			
	9	→	31	30	32	32	32	31,4			
	10	→	30	30	31	30	36	31,4			
	11	→	32	32	33	37	34	33,6			
	12	→	33	31	33	34	27	31,6			
	13	→	34	33	33	33	33	33,2			
	14	→	33	30	33	32	31	31,8			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.18 – Ensaio de dureza superficial na laje N31

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N31	1	↓	39	41	39	39	39	39,4	41,57	1,49	3,59
	2	↓	39	40	41	41	40	40,2			
	3	↓	42	46	41	41	42	42,4			
	4	↓	38	41	41	41	38	39,8			
	5	↓	39	44	40	42	42	41,4			
	6	↓	41	39	38	42	39	39,8			
	7	↓	41	39	42	43	40	41,0			
	8	↓	46	38	46	41	46	43,4			
	9	↓	44	39	46	44	42	43,0			
	10	↓	41	43	41	45	41	42,2			
	11	↓	41	45	42	42	44	42,8			
	12	↓	40	43	46	45	43	43,4			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.19 – Ensaio de dureza superficial na laje N31

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N31	1	→	39	36	35	36	43	37,8	38,84	1,93	4,96
	2	→	38	44	38	39	38	39,4			
	3	→	41	40	39	41	39	40,0			
	4	→	38	38	42	40	37	39,0			
	5	→	38	32	36	38	39	36,6			
	6	→	36	34	36	35	42	36,6			
	7	→	36	35	38	31	35	35,0			
	8	→	40	45	39	38	35	39,4			
	9	→	40	44	42	42	42	42,0			
	10	→	41	39	42	40	38	40,0			
	11	→	38	40	44	43	42	41,4			
	12	→	39	39	38	44	38	39,6			
	13	→	40	39	39	39	40	39,4			
	14	→	39	36	40	39	34	37,6			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.20 – Ensaio de dureza superficial na laje N33

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N33	1	↓	22	21	23	22	22	22,0	23,10	0,91	3,92
	2	↓	23	22	24	20	22	22,2			
	3	↓	23	27	23	23	21	23,4			
	4	↓	25	23	21	23	23	23,0			
	5	↓	24	24	21	24	23	23,2			
	6	↓	21	22	22	21	23	21,8			
	7	↓	25	22	22	26	24	23,8			
	8	↓	25	24	24	22	22	23,4			
	9	↓	23	28	25	25	23	24,8			
	10	↓	26	23	22	23	23	23,4			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.21 – Ensaio de dureza superficial na laje N33

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N33	1	→	21	26	26	23	25	24,2	25,33	0,70	2,78
	2	→	25	25	28	22	24	24,8			
	3	→	23	27	28	22	27	25,4			
	4	→	28	26	24	28	25	26,2			
	5	→	24	28	26	27	28	26,6			
	6	→	26	26	27	24	26	25,8			
	7	→	23	29	25	24	26	25,4			
	8	→	23	27	26	25	22	24,6			
	9	→	23	27	24	25	26	25,0			
	10	→	22	24	26	29	24	25,0			
	11	→	24	25	26	25	25	25,0			
	12	→	28	28	24	26	24	26,0			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se seca e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.22 – Ensaio de dureza superficial na laje N34

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N34	1	↓	51	47	49	51	50	49,6	50,82	0,84	1,64
	2	↓	51	55	51	52	51	52,0			
	3	↓	52	50	51	52	52	51,4			
	4	↓	52	51	49	51	52	51,0			
	5	↓	51	50	51	50	50	50,4			
	6	↓	51	51	50	50	52	50,8			
	7	↓	52	52	53	50	53	52,0			
	8	↓	50	50	52	50	49	50,2			
	9	↓	51	51	52	50	51	51,0			
	10	↓	52	50	52	51	44	49,8			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.23 – Ensaio de dureza superficial na laje N34

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N34	1	→	50	52	54	56	56	53,6	53,52	1,16	2,18
	2	→	54	56	56	56	55	55,4			
	3	→	56	54	55	56	53	54,8			
	4	→	54	52	54	56	54	54,0			
	5	→	52	54	52	54	54	53,2			
	6	→	53	55	52	48	50	51,6			
	7	→	55	54	55	54	53	54,2			
	8	→	53	54	53	54	55	53,8			
	9	→	53	53	53	55	54	53,6			
	10	→	51	50	54	51	52	51,6			
	11	→	51	53	52	53	53	52,4			
	12	→	52	55	56	54	53	54,0			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.24 – Ensaio de dureza superficial na laje N35

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N35	1	↓	50	53	52	54	51	52,0	50,80	0,66	1,29
	2	↓	52	48	51	51	52	50,8			
	3	↓	50	47	50	52	50	49,8			
	4	↓	50	51	51	51	50	50,6			
	5	↓	49	51	52	51	48	50,2			
	6	↓	50	48	52	52	51	50,6			
	7	↓	52	49	50	56	50	51,4			
	8	↓	53	49	51	51	52	51,2			
	9	↓	51	49	51	52	50	50,6			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.25 – Ensaio de dureza superficial na laje N35

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N35	1	→	48	51	54	54	53	52,0	52,92	1,05	1,98
	2	→	53	54	51	55	55	53,6			
	3	→	55	53	48	53	48	51,4			
	4	→	56	52	54	55	54	54,2			
	5	→	55	55	55	55	55	55,0			
	6	→	55	51	51	53	54	52,8			
	7	→	52	52	53	52	50	51,8			
	8	→	54	52	54	54	54	53,6			
	9	→	51	53	52	54	55	53,0			
	10	→	52	54	51	52	53	52,4			
	11	→	54	52	50	53	52	52,2			
	12	→	53	52	54	55	51	53,0			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.26 – Ensaio de dureza superficial na laje N36

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N36	1	↓	40	44	41	42	41	41,6	42,28	0,78	1,84
	2	↓	42	43	46	41	41	42,6			
	3	↓	44	41	44	44	40	42,6			
	4	↓	40	42	43	39	44	41,6			
	5	↓	43	42	43	43	45	43,2			
	6	↓	37	40	45	42	42	41,2			
	7	↓	40	41	42	45	42	42,0			
	8	↓	39	42	44	46	46	43,4			
	9	↓	38	41	42	44	43	41,6			
	10	↓	41	42	44	43	45	43,0			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.27 – Ensaio de dureza superficial na laje N36

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados								Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N36	1	→	38	39	40	41	44	40,4	40,47	1,19	2,94
	2	→	39	40	43	43	43	41,6			
	3	→	44	42	41	41	41	41,8			
	4	→	39	40	40	42	38	39,8			
	5	→	43	36	36	42	40	39,4			
	6	→	42	42	40	40	43	41,4			
	7	→	40	40	40	36	40	39,2			
	8	→	40	42	45	40	38	41,0			
	9	→	44	38	43	39	40	40,8			
	10	→	40	37	39	39	37	38,4			
	11	→	38	42	45	46	40	42,2			
	12	→	37	38	40	43	40	39,6			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.28 – Ensaio de dureza superficial na laje N37

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N37	1	↓	45	43	46	46	45	45,0	44,42	1,20	2,71
	2	↓	42	48	39	52	47	45,6			
	3	↓	46	44	42	45	45	44,4			
	4	↓	40	45	39	42	46	42,4			
	5	↓	47	45	43	46	46	45,4			
	6	↓	43	43	44	45	40	43,0			
	7	↓	41	42	45	45	44	43,4			
	8	↓	40	46	46	47	46	45,0			
	9	↓	44	45	45	47	47	45,6			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.29 – Ensaio de dureza superficial na laje N37

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N37	1	→	47	47	42	46	47	45,8	46,10	0,71	1,54
	2	→	48	45	46	47	47	46,6			
	3	→	50	49	44	44	49	47,2			
	4	→	46	45	48	48	45	46,4			
	5	→	45	47	46	44	48	46,0			
	6	→	48	45	45	46	49	46,6			
	7	→	42	46	46	47	46	45,4			
	8	→	45	46	46	45	50	46,4			
	9	→	47	45	44	46	49	46,2			
	10	→	46	47	39	45	45	44,4			
	11	→	47	47	47	41	47	45,8			
	12	→	45	46	47	47	47	46,4			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.30 – Ensaio de dureza superficial na laje N38

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N38	1	↓	46	51	51	48	48	48,8	48,60	1,01	2,09
	2	↓	52	48	47	48	49	48,8			
	3	↓	48	48	47	46	50	47,8			
	4	↓	50	50	52	48	50	50,0			
	5	↓	47	51	48	48	46	48,0			
	6	↓	52	49	46	51	47	49,0			
	7	↓	49	54	48	47	50	49,6			
	8	↓	52	48	49	48	47	48,8			
	9	↓	46	44	46	46	51	46,6			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado na vertical, de cima para baixo, na face em contacto com a base do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

Quadro A.31 – Ensaio de dureza superficial na laje N38

Identif. do betão	Leituras em pontos localizados							Resultados finais			
	Ponto	Posição do aparelho	N.º de ressalto					Média das 5 leituras	Valor médio do ressalto	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
N38	1	→	49	48	52	48	51	49,6	49,00	0,93	1,91
	2	→	50	50	48	47	50	49,0			
	3	→	50	49	48	50	49	49,2			
	4	→	50	50	50	48	50	49,6			
	5	→	48	49	51	50	52	50,0			
	6	→	49	51	50	50	48	49,6			
	7	→	48	48	46	44	49	47,0			
	8	→	48	52	49	47	51	49,4			
	9	→	47	46	49	47	48	47,4			
	10	→	49	50	50	50	49	49,6			
	11	→	46	47	51	53	49	49,2			
	12	→	49	48	49	48	48	48,4			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) a superfície do betão encontrava-se saturada de água e o esclerómetro (martelo de Schmidt do tipo N) foi aplicado segundo a posição horizontal, na face em contacto com a superfície lateral do molde em relação à posição deste durante a betonagem.

ANEXO A.3

Resultados dos Ensaios de Medição da Velocidade de Propagação de Ultra-sons no Betão

Quadro A.32 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N27 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N27	Laje	175	40,2	4,353	4,371	0,081	1,86
		175	40,3	4,342			
		175	41,3	4,237			
		175	39,6	4,419			
		175	39,8	4,397			
		175	39,1	4,476			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.33 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N27 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N27	Laje	550	131,2	4,192	4,195	0,018	0,43
		550	130,7	4,208			
		550	130,8	4,205			
		550	131,7	4,176			
		750	179,3	4,183			
		750	179,5	4,178			
		750	177,5	4,225			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.34 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N29 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N29	Laje	169	40,2	4,204	4,306	0,080	1,86
		169	39,2	4,311			
		169	39,0	4,333			
		169	40,1	4,214			
		169	40,5	4,173			
		169	38,5	4,390			
		169	38,9	4,344			
		169	38,9	4,344			
		169	38,1	4,436			
		169	39,2	4,311			
		169	39,2	4,311			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.35 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N29 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N29	Laje	550	125,3	4,389	4,403	0,026	0,59
		550	124,1	4,432			
		550	124,3	4,423			
		550	124,5	4,418			
		750	170,2	4,407			
		750	172,2	4,355			
		750	170,6	4,396			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.36 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N30 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N30	Laje	173	39,3	4,402	4,419	0,084	1,90
		173	39,7	4,358			
		173	38,9	4,447			
		173	39,7	4,358			
		173	40,6	4,261			
		173	39,7	4,358			
		173	37,9	4,565			
		173	38,3	4,517			
		173	38,6	4,482			
		173	38,7	4,470			
		173	39,1	4,425			
		173	38,7	4,470			
		173	39,9	4,336			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.37 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N30 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N30	Laje	550	125,6	4,379	4,367	0,036	0,82
		550	126,7	4,341			
		550	126,8	4,338			
		550	123,9	4,439			
		750	171,3	4,378			
		750	172,7	4,343			
		750	172,3	4,353			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.38 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N31 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N31	Laje	167	37,7	4,430	4,478	0,097	2,16
		167	37,4	4,465			
		167	36,1	4,626			
		167	39,1	4,271			
		167	36,4	4,588			
		167	37,1	4,501			
		167	36,7	4,550			
		167	37,1	4,501			
		167	36,9	4,526			
		167	37,2	4,489			
		167	37,9	4,406			
		169	38,6	4,378			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.39 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N31 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N31	Laje	550	122,8	4,479	4,476	0,012	0,28
		550	123,0	4,472			
		550	123,5	4,453			
		550	122,8	4,479			
		750	167,8	4,470			
		750	167,0	4,491			
		750	167,2	4,486			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.40 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N33 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N33	Laje	180	43,7	4,119	4,076	0,072	1,78
		180	45,5	3,956			
		180	43,4	4,147			
		180	44,1	4,082			
		180	44,6	4,036			
		180	43,3	4,157			
		180	43,8	4,109			
		180	43,5	4,138			
		180	44,4	4,054			
		180	45,4	3,965			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.41 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N33 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N33	Laje	550	133,6	4,117	4,064	0,028	0,70
		550	134,8	4,080			
		550	135,1	4,071			
		550	135,6	4,056			
		750	185,6	4,040			
		750	185,8	4,037			
		750	185,4	4,045			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Quadro A.42 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N34 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N34	Provete cúbico n.º 1	150	32,2	4,658	4,616	0,043	0,92	
		Provete cúbico n.º 2	150	32,8				4,573
		Provete cúbico n.º 3	151	32,7				4,618
	Laje	170	38,5	4,416	4,425	0,020	0,45	
		170	38,6	4,404				
		170	38,2	4,450				
		170	38,3	4,439				
		170	38,6	4,404				
		170	38,3	4,439				

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.43 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N34 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N34	Provete cúbico n.º 1	150	31,3	4,792	4,803	0,061	1,26
		150	31,2	4,808			
	Provete cúbico n.º 2	150	31,5	4,762			
		150	31,6	4,747			
	Provete cúbico n.º 3	150	31,3	4,792			
		150	30,5	4,918			
	Laje	550	120,2	4,576	4,565	0,010	0,22
		550	120,7	4,557			
		550	120,6	4,561			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.44 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N35 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N35	Provete cúbico n.º 1	150	33,3	4,505	4,580	0,119	2,59	
	Provete cúbico n.º 2	150	31,8	4,717				
	Provete cúbico n.º 3	150	33,2	4,518				
	Laje		169	37,3	4,531	4,574	0,067	1,46
			169	36,8	4,592			
			169	36,8	4,592			
			169	36,5	4,630			
			169	36,9	4,580			
			169	37,4	4,519			
			169	35,9	4,708			
			169	37,5	4,507			
	169	37,5	4,507					

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.45 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N35 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N35	Provete cúbico n.º 1	150	30,5	4,918	4,839	0,047	0,96	
		150	31,3	4,792				
	Provete cúbico n.º 2	150	31,1	4,823				
		150	31,1	4,823				
	Provete cúbico n.º 3	150	30,8	4,870				
		150	31,2	4,808				
	Laje		550	119,2	4,614	4,615	0,006	0,13
			550	119,3	4,610			
			550	119,0	4,622			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.46 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N36 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μ s]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N36	Provete cúbico n.º 1	150	33,2	4,518	4,528	0,069	1,52	
	Provete cúbico n.º 2	150	32,6	4,601				
	Provete cúbico n.º 3	150	33,6	4,464				
	Laje		157	35,8	4,385	4,460	0,067	1,49
			157	35,1	4,473			
			157	34,7	4,524			
			157	34,8	4,511			
			157	35,4	4,435			
			157	34,6	4,538			
			157	35,7	4,398			
			157	36,0	4,361			
	157	34,8	4,511					

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.47 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N36 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μ s]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
N36	Provete cúbico n.º 1	150	31,6	4,747	4,693	0,054	1,16
		150	32,6	4,601			
	Provete cúbico n.º 2	150	31,8	4,717			
		150	31,7	4,732			
	Provete cúbico n.º 3	150	31,9	4,702			
		150	32,2	4,658			
	Laje	550	124,4	4,421	4,445	0,039	0,87
		550	122,5	4,490			
		550	124,3	4,425			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.48 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N37 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N37	Provete cúbico n.º 1	151	33,3	4,535	4,539	0,008	0,17	
	Provete cúbico n.º 2	151	33,3	4,535				
	Provete cúbico n.º 3	151	33,2	4,548				
	Laje		171	37,9	4,512	4,559	0,043	0,95
			171	37,4	4,572			
			171	37,1	4,609			
			171	37,3	4,584			
			171	37,9	4,512			
			171	37,8	4,524			
			171	37,1	4,609			
		171	37,2	4,597				
		171	37,9	4,512				

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.49 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N37 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N37	Provete cúbico n.º 1	150	31,9	4,702	4,705	0,040	0,86	
		150	31,6	4,747				
	Provete cúbico n.º 2	150	32,2	4,658				
		150	32,2	4,658				
	Provete cúbico n.º 3	150	31,8	4,717				
		150	31,6	4,747				
	Laje		550	120,5	4,564	4,524	0,086	1,91
			550	124,3	4,425			
			550	120,0	4,583			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.50 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N38 segundo a direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μ s]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N38	Provete cúbico n.º 1	151	32,8	4,604	4,602	0,002	0,04	
	Provete cúbico n.º 2	150	32,6	4,601				
	Provete cúbico n.º 3	150	32,6	4,601				
	Laje		158	35,2	4,489	4,521	0,057	1,27
			158	35,2	4,489			
			158	35,1	4,501			
			158	34,7	4,553			
			158	34,7	4,553			
			158	34,1	4,633			
			158	35,0	4,514			
			158	35,7	4,426			
	158	34,9	4,527					

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

Quadro A.51 – Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons na laje N38 segundo a direcção perpendicular à direcção de betonagem

Identificação do betão	Leituras			Resultados				
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μ s]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]	
N38	Provete cúbico n.º 1	150	31,6	4,747	4,785	0,032	0,66	
		150	31,4	4,777				
	Provete cúbico n.º 2	150	31,0	4,839				
		150	31,3	4,792				
	Provete cúbico n.º 3	150	31,3	4,792				
	Laje		550	120,3	4,572	4,548	0,021	0,46
			550	121,2	4,538			
			550	121,3	4,534			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado de água.

ANEXO A.4

**Resultados dos Ensaios de Medição da Resistência à
Penetração do Betão Utilizando a Pistola Windsor.**

W.P.T.S. (Windsor Probe Test System)

Quadro A.52 – Ensaio de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Pistola de Windsor

Identificação do betão	Condições de ensaio		Leituras		Resultados		
	Tipo de prego (*)	Nível de carga (**)	Distância exposta (Leituras individuais) [mm]		Valor médio [mm]	Desvio padrão [mm]	Coefficiente de variação [%]
N27	Silver coloured probe	Standard Power	44,60	43,30	43,59	1,54	3,53
			44,00	41,70			
			42,15	45,80			
N29	Silver coloured probe	Standard Power	53,10	51,50	51,52	1,65	3,20
			48,65	51,30			
			51,35	53,20			
N30	Silver coloured probe	Standard Power	52,10	50,60	52,97	1,64	3,10
			53,70	54,40			
			52,10	54,90			
N31	Silver coloured probe	Standard Power	52,10	55,50	54,70	2,34	4,27
			57,40	52,40			
			56,10	---			
N33	Silver coloured probe	Standard Power	36,70	37,10	39,14	3,34	8,53
			44,70	37,50			
			41,85	37,00			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Observações:

(*) De acordo com a descrição do fabricante do aparelho: sonda (prego) de cor prateada em liga de aço temperado (endurecido) com 6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento, uma ponta em forma cónica achatada e uma guia plástica.

(**) De acordo com a descrição do fabricante, constante no manual que acompanha o aparelho.

ANEXO A.5

**Resultados dos Ensaios de Medição da Resistência à
Penetração do Betão Utilizando a Máquina Alternativa de Ensaio.**

A.F.A. (Alternative Firing Apparatus)

Quadro A.53 – Ensaio de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Máquina Alternativa de Ensaio

Identif. do betão	Condições de ensaio			Leituras				Resultados		
	Prego	Nível de carga	Dissipação de carga	Distância exposta (medida a partir da superfície) [mm]				Valor médio [mm]	Desvio padrão [mm]	Coef. de variação [%]
N27	A	6	4	19,00	19,80	20,60	---	19,82	0,85	4,29
				20,50	18,50	19,35	---			
				20,70	19,00	19,20	---			
				19,10	21,30	---	---			
				20,20	20,40	---	---			
N29	A	6	4	23,00	22,20	23,90	---	24,53	1,65	6,73
				25,30	26,50	26,00	---			
				25,70	26,20	---	---			
				22,90	22,20	---	---			
				26,20	24,20	---	---			
N30	A	6	4	26,90	24,50	25,50	---	25,08	0,80	3,19
				25,10	25,30	23,50	---			
				25,10	24,50	25,20	---			
				25,10	25,90	---	---			
				24,60	24,80	---	---			
N31	A	6	4	26,20	25,00	26,40	28,20	26,92	1,13	4,20
				28,30	27,00	25,50	27,50			
				25,40	26,00	27,00	28,00			
				28,20	26,40	26,30	---			
				26,70	27,50	29,00	---			
N33	A	6	4	15,75	15,75	15,80	17,25	16,40	1,40	8,54
				14,80	15,80	16,10	16,00			
				15,00	19,40	18,00	---			
				14,50	16,30	15,80	---			
				19,40	17,40	15,75	---			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se seco.

Observações:

Prego A – Em liga de aço com 4,5 mm de diâmetro e 52 mm de comprimento, uma ponta cónica e uma guia plástica.

Quadro A.54 – Ensaio de medição da resistência à penetração do betão utilizando a Máquina Alternativa de Ensaio

Identif. do betão	Condições de ensaio			Leituras				Resultados		
	Prego	Nível de carga	Dissipação de carga	Distância exposta (medida a partir da superfície) [mm]				Valor médio [mm]	Desvio padrão [mm]	Coef. de variação [%]
N34	B	7	4	20,30	20,00	19,80	---	20,00	0,87	4,35
				19,00	21,80	19,30	---			
				20,50	19,50	---	---			
N35	B	7	4	21,00	20,20	20,90	---	20,31	0,56	2,76
				20,40	19,60	---	---			
				20,50	19,60	---	---			
N36	B	7	4	17,10	15,10	17,50	16,70	16,32	0,92	5,64
				14,60	16,10	16,30	---			
				16,10	17,30	16,40	---			
N37	B	7	4	18,60	16,10	16,90	---	17,48	0,97	5,5
				18,30	18,10	16,00	---			
				17,20	18,10	18,00	---			
N38	B	7	4	19,20	20,20	19,70	16,60	18,49	1,64	8,87
				19,60	20,30	17,40	---			
				19,20	15,90	16,80	---			

Nota: Na altura do ensaio (28 dias de idade) o betão encontrava-se saturado.

Observações:

Prego B – Em liga de aço com 4,5 mm de diâmetro e 42 mm de comprimento, uma ponta cónica e uma guia plástica.

ANEXO A.6

Resultados dos Ensaio de Arranque

Pull-out Test (Capo-test)

Quadro A.55 – Ensaio de arranque “Pull-out” utilizando o sistema “Capo-test”

Ident. do betão (idade do betão)	Aparelho de ensaio utilizado	Leituras directas do aparelho [kN]	Força de arranque (Actual pullforce)			
			Valor corrigido [kN]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. de variação [%]
N15 (369 dias)	0-60 kN (*)	26,5	26,7	27,12	2,30	8,48
		30,5	30,9			
		26,5	26,7			
		24,5	24,6			
		26,5	26,7			
N27 (350 dias)	0-60 kN (*)	21,5	21,6	23,4	1,44	6,15
		25,0	25,1			
		24,5	24,6			
		23,0	23,1			
		22,5	22,6			
N29 (325 dias)	0-60 kN (*)	31,5	31,9	33,54	1,30	3,87
		32,0	32,4			
		34,0	34,3			
		34,5	34,8			
		34,0	34,3			
N30 (320 dias)	0-60 kN (*)	32,0	32,4	32,05	2,41	7,5
		34,0	34,3			
		30,0	30,4			
		34,0	34,3			
		28,5	28,85			
N31 (317 dias)	0-150 kN (**)	45,0	44,25	40,22	5,19	12,9
		43,0	42,35			
		35,0	34,65			
		46,0	45,2			
		35,0	34,65			
N33 (339 dias)	0-60 kN (*)	12,0	12,2	14,96	2,83	18,92
		17,5	17,6			
		14,5	14,7			
		12,0	12,2			
		18,0	18,1			
N34 (223 dias)	0-150 kN (**)	59,0	57,9	58,14	2,70	4,64
		59,0	57,9			
		55,0	53,95			
		61,0	59,95			
		62,0	61,0			
N35 (225 dias)	0-150 kN (**)	62,0	61,0	58,03	2,34	4,03
		61,0	55,9			
		57,0	59,95			
		58,5	55,9			
		57,0	57,4			
N36 (224 dias)	0-150 kN (**)	33,0	32,75	35,22	2,38	6,76
		33,0	32,75			
		36,0	35,6			
		38,0	37,5			
		38,0	37,5			
N37 (221 dias)	0-150 kN (**)	42,0	41,4	42,54	1,24	2,91
		42,0	41,4			
		44,0	43,3			
		43,0	42,35			
		45,0	44,25			
N38 (219 dias)	0-150 kN (**)	53,0	52,0	49,29	3,46	7,02
		49,0	48,1			
		54,0	53,0			
		50,0	49,1			
		45,0	44,25			

Notas: O ensaio foi realizado na idade indicada no quadro (coluna de identificação do betão).
Na altura do ensaio o betão encontrava-se seco.

Observações:

(*) Capacidade de carga de 0 – 60 kN; Referência: Lok-test instr. N.º 12-2381, Calibration n.º 122381-1
(**) Capacidade de carga de 0 – 150 kN; Referência: Lok-test instr. N.º 13-2492, Calibration n.º 132492-1

ANEXO A.7

Resultados dos Ensaios de Tracção Directa

Pull-off Test (Bond-test)

Quadro A.56 – Ensaio de tracção directa “Pull-off” utilizando o sistema “Bond-test”

Identif. do betão (Idade do betão)	Leituras directas [kN]		Força de tracção na rotura (*) (Bond-test)				Tensão de rotura à tracção (**) (Bond-test)		
	Válidas (***)	Nulas (****)	Valor corrigido [kN]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. de variação [%]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
N15 (369 dias)	15,5	---	15,6	16,47	2,42	14,69	3,63	0,53	14,69
	14,5	---	14,6						
	19,0	---	19,2						
	---	11,0	---						
	---	13,0	---						
N27 (350 dias)	11,5	---	11,4	12,36	1,33	10,76	2,73	0,29	10,76
	11,5	---	11,4						
	13,5	---	13,5						
	11,5	---	11,4						
	14,0	---	14,1						
N29 (325 dias)	---	11,5	---	15,60	0,71	4,53	3,44	0,16	4,53
	16,0	---	16,1						
	---	12,5	---						
	---	12,5	---						
	---	14,0	---						
N30 (320 dias)	15,0	---	15,1	14,57	0,92	6,34	3,21	0,20	6,34
	13,5	---	13,5						
	15,0	---	15,1						
	---	13,0	---						
	---	10,0	---						
N31 (317 dias)	---	12,5	---	17,23	1,90	11,03	3,80	0,42	11,03
	18,5	---	18,7						
	18,5	---	18,7						
	15,0	---	15,1						
	17,5	---	17,6						
N33 (339 dias)	18,5	---	18,7	11,48	1,40	12,22	2,53	0,31	12,22
	14,5	---	14,6						
	11,0	---	10,9						
	11,0	---	10,9						
	13,5	---	13,5						
N34 (223 dias)	13,0	---	13,0	---	---	---	---	---	---
	10,5	---	10,3						
	10,5	---	10,3						
N35 (225 dias)	---	14,0	---	---	---	---	---	---	---
	---	18,0	---						
	---	19,0	---						
N36 (224 dias)	---	19,0	---	---	---	---	---	---	---
	---	23,0	---						
	---	12,0	---						
N37 (221 dias)	---	12,5	---	---	---	---	---	---	---
	---	16,5	---						
	---	9,0	---						
N38 (219 dias)	---	10,5	---	---	---	---	---	---	---
	16,0	---	---						
	---	15,5	---						
N38 (219 dias)	---	16,0	---	---	---	---	---	---	---
	---	17,0	---						
	---	14,5	---						

Notas: O ensaio foi realizado na idade indicada no quadro (coluna de identificação do betão).
Na altura do ensaio o betão encontrava-se seco.

Observações:

(*) - Aparelho de ensaio com capacidade de carga de 0–60 kN; Ref.: Lok-test instr. N.º 12-2381, Calibration n.º 122381-2;
(**) - Dimensões do disco de tracção em aço colado ao betão: 75 mm de diâmetro e 30 mm de altura; Dimensões do carote extraído por tracção: 76 mm de diâmetro (área da secção transversal do carote = 4535 mm²);
(***) - São consideradas válidas as roturas por tracção que se produzem no carote de betão;
(****) - São consideradas nulas as roturas por tracção que se produzem na superfície de contacto entre o disco metálico e a cola, por aderência insuficiente entre estas duas superfícies.

ANEXO A.8

Resultados dos Ensaio à Compressão de Carotes de Betão

Quadro A.57 – Ensaio à compressão de carotes de betão extraídas das lajes de ensaio

Identificação do betão (idade do betão)	Características dos provetes (Após preparação das superfícies)			Resultados do ensaio à compressão		Estimativa da resistência à compressão equivalente em cubos (ECS), de acordo com a norma BS 1881: Part 120: 1983 [15]				Coef. de variação [%]
	Altura (mm)	Diâm. médio (mm)	h/d	Massa (kg)	Carga de rotura (Tn)	Tensão de rotura [MPa]	Tensão de rotura ECS [MPa]	Tensão de rotura ECS média [MPa]	Desvio padrão [MPa]	
N15 (369 dias)	105,0	97,0	1,082	1,768	24,06	31,94	30,30	33,0	3,3	10
	105,0	96,5	1,088	1,794	28,86	38,71	36,80			
	105,0	96,5	1,088	1,781	25,41	34,08	32,40			
N27 (350 dias)	106,0	103,0	1,029	---	17,99	21,18	19,71	22,5	2,5	11,1
	106,0	103,0	1,029	---	22,48	26,47	24,63			
	106,0	103,0	1,029	---	20,94	24,65	22,94			
N29 (325 dias)	106,0	103,0	1,029	---	25,15	29,61	27,55	28,5	1,5	5,3
	106,0	103,0	1,029	---	24,87	29,28	27,24			
	106,0	104,0	1,019	---	28,02	32,36	29,99			
N30 (320 dias)	106,0	95,0	1,116	---	20,75	28,72	27,57	26,8	1,2	4,3
	106,0	95,0	1,116	---	---	---	---			
	106,0	95,0	1,116	---	19,53	27,03	25,95			
N31 (317 dias)	106,0	103,0	1,029	---	33,66	39,63	36,88	37,5	3,3	8,8
	106,0	103,0	1,029	---	31,74	37,37	34,77			
	106,0	103,0	1,029	---	37,64	44,32	41,24			
N33 (339 dias)	106,0	103,0	1,029	---	12,68	14,93	13,89	15,0	1,6	10,7
	106,0	103,0	1,029	---	15,29	18,00	16,75			
	106,0	103,0	1,029	---	12,97	15,27	14,21			
N34 (223 dias)	105,0	97,7	1,075	1,950	59,91	78,40	74,20	69,5	6,5	9,4
	105,0	97,3	1,079	1,952	57,80	76,26	72,28			
	105,0	98,0	1,071	1,978	50,50	65,68	62,07			
N35 (225 dias)	105,0	98,0	1,071	1,967	57,10	74,26	70,18	61,1	12,8	20,9
	105,0	98,0	1,071	1,982	42,36	55,09	52,06			
	105,0	98,0	1,071	1,969	---	---	---			
N36 (224 dias)	105,0	98,0	1,071	1,926	25,50	33,16	31,34	38,5	6,3	16,4
	105,0	98,0	1,071	1,917	34,33	44,65	42,20			
	105,0	98,0	1,071	1,907	34,44	44,79	42,33			
N37 (221 dias)	105,0	98,0	1,071	1,945	37,42	48,67	46,00	52,0	7,6	14,7
	105,0	98,0	1,071	1,937	40,07	52,11	49,25			
	105,0	98,0	1,071	1,934	49,27	64,08	60,56			
N38 (219 dias)	105,0	98,0	1,071	1,969	46,62	60,63	57,30	54,5	2,9	5,4
	105,0	98,0	1,071	1,969	44,60	58,00	54,81			
	105,0	98,0	1,071	1,958	41,87	54,45	51,46			

Nota: As carotes foram ensaiadas no estado seco e na idade indicada no quadro (coluna de identificação do betão).

