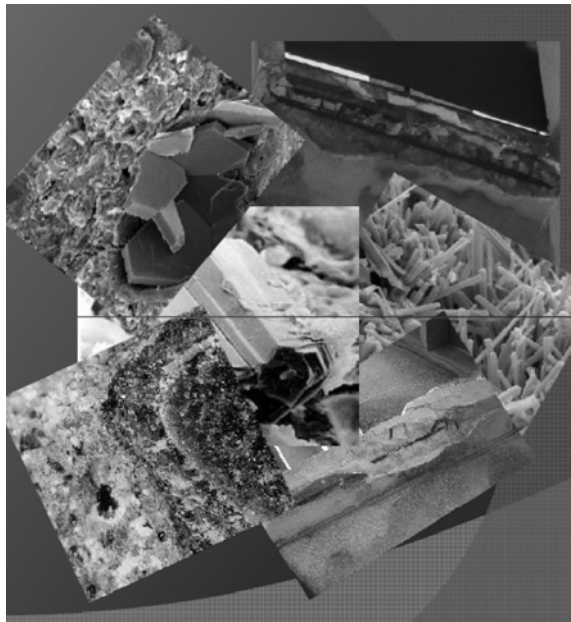




ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



**DEGRADAÇÃO DO BETÃO POR FENÓMENOS DE
CARBONATAÇÃO: CONSEQUÊNCIAS NAS
ARMADURAS DAS EDIFICAÇÕES APÓS ANOS 50 NA
CIDADE LISBOA**

JOÃO CARLOS MATEUS GOUVEIA

(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

(Documento definitivo)

Orientador:

Mestre Paulo Alexandre P. Malta da Silveira Ribeiro (ISEL)

Júri:

Presidente: Prof. Adjunto Mestre Manuel Brazão de Castro Farinha (ISEL)

Vogais:

Arguente: Prof. Adjunta Doutora em Eng.^a Química Ana Cristina Borges Azevedo (ISEL)

Orientador: Prof. Adjunto Mestre Paulo Malta da Silveira (ISEL)

Janeiro, 2010

Aos que mais sofreram durante o período da realização deste trabalho,
o Diogo e a Idaleta,
colaboraram, apoiaram e acarinharam sem nunca reclamar.

Agradecimentos

Pelo tempo que disponibilizaram e pelos contributos dados para o desenvolvimento desta dissertação, o meu sincero agradecimento a:

Eng.º Paulo Malta da Silveira (Orientador da dissertação),
Dr.ª Maria Manuela Salta (Investigadora do LNEC),
IASFA – Instituto de Acção Social das Forças Armadas,
INE – Instituto Nacional de Estatística,
Eng.º Pedro Silva do Laboratório de Materiais de Construção do ISEL,
SECIL - Centro de Desenvolvimento de Aplicações do Cimento,
Eng.º Diogo Macedo e Eng.º Ferreira Mendes do Banco de Portugal,
Eng.º José Marinho do Grupo SIL,
IM – Instituto de Meteorologia,
Dr. Tiago Seabra da Agência do Ambiente,
Dr. Luís Sobral e Eng.º João Poeira

Um agradecimento muito especial, pela incondicional disponibilidade na realização dos ensaios no Centro de Desenvolvimento de Aplicações do Cimento da Secil - Outão, pela mão da Eng.ª Ângela Nunes e Eng.º Vítor Vermelhudo.

Não quero deixar de referir os amigos e colegas, em especial o Vasco pelo apoio amigo e sempre oportuno.

.

Muito Obrigado, a Todos

Resumo

A carbonatação e as suas consequências sobre o betão são do conhecimento do meio científico e técnico, e tem sido analisada há já algumas décadas.

A perda do ambiente favorável criado pelo betão em torno das armaduras, provocada pela reacção do dióxido de carbono existente no ar com o hidróxido de cálcio do betão, é o início de um processo que conduz à degradação das estruturas de betão armado.

Esta dissertação está estruturada em duas partes fundamentais.

Na primeira parte ilustra-se o estado da arte ao desenvolver os temas, directa e indirectamente relacionados com o fenómeno da carbonatação e sua influência sobre as armaduras. Pretendeu-se envolver o conhecimento adquirido, nos temas que vão desde o fabrico do cimento até à sua hidratação, correlacionando as suas características e propriedades.

Na segunda parte é analisado o caso de estudo relativo à cidade de Lisboa, pelo esforço de obter algum conhecimento, no que respeita ao fenómeno da carbonatação nas edificações e do respectivo impacto passados mais de 50 anos. Em face do actual estado da arte da edificação e da reabilitação no país, e concretamente na cidade Lisboa, considera-se com sentido de oportunidade o tema desenvolvido. É deste modo possibilitado o conhecimento efectivo da amplitude do fenómeno da carbonatação em alguns edifícios, bem como o estado de degradação da sua estrutura.

Palavras-chave: Betão, hidratação, carbonatação, dióxido carbono, corrosão das armaduras,

Abstract

Carbonation and its consequences on the concrete are known to the scientific and technical community, and has been analyzed for some decades ago. The loss of the favorable environment created by concrete around the reinforcement, caused by the reaction of the carbon dioxide in the air with calcium hydroxide in concrete, is the beginning of a process that leads to deterioration of concrete structures.

This dissertation is structured in two basic parts.

The first illustrates the state of the art to develop the themes, directly and indirectly related to the phenomenon of carbonation and their influence on the reinforcement. It was intended to involve the acquired knowledge in subjects ranging from the manufacture of cement to its hydration, correlating their characteristics and properties.

The second part analyzed the study case on the city of Lisbon foreseeing the effort to gain some knowledge regarding the phenomenon of carbonation in the buildings and their impact over the past 50 years. Given the current state of the art of building and rehabilitation in the country, and specifically in Lisbon city, it is with a sense that I introduce the theme. It is thus made possible the actual knowledge of the magnitude of the phenomenon of carbonation in some buildings, as well as the state of degradation of its structure.

Keywords: Concrete, hydration, carbonation, carbon dioxide, corrosion of the reinforcing

ÍNDICE

Índice de figuras	vii
Índice de tabelas	ix
1 Introdução e enquadramento	1
2 Mecanismos explicativos do fenómeno da carbonatação	3
2.1 Síntese do processo de fabrico do cimento Portland.....	3
2.2 Hidratação, mecanismo da hidratação.....	5
2.3 Características da microestrutura após hidratação.....	14
2.4 Microestrutura da interface agregado cimento	21
3 Parâmetros relacionados com a evolução da carbonatação	24
3.1 A envolvente ambiental.....	24
3.2 As relações directas	26
3.3 A carbonatação: formação e factores	31
4 Influência nas armaduras.....	38
4.1 Mecanismo da corrosão	39
4.2 Taxa de corrosão: factores e significado	42
5 Ensaio e equipamentos aplicáveis	45
5.1 Detecção e medição do recobrimento das armaduras	47
5.2 Levantamento da fissuração e medição da abertura das fissuras.....	47
5.3 Medição da profundidade de carbonatação	48
5.4 Medição da resistividade eléctrica do betão.....	49
5.5 Medição do potencial eléctrico das armaduras	50
5.6 Ensaio esclerométrico.....	51
5.7 Ensaio de permeabilidade ao ar e à água	52

5.8	Medição da intensidade de corrosão das armaduras.....	53
5.9	Ensaio de Ultra-sons.....	55
5.10	Extracção de carotes para ensaios laboratoriais.....	55
6	Caso de estudo	57
6.1	O betão: síntese histórica, fabrico e regulamentação.....	57
6.2	Breve síntese da evolução urbanística da cidade de Lisboa.....	59
6.3	Edifícios em números: interpretação e desagregação	60
6.4	Características do clima da cidade de Lisboa	66
6.5	Critérios de base na selecção das amostras	75
6.6	Ensaio: recursos, metodologias e resultados.....	77
6.6.1	Ensaio in situ: recursos e metodologias	78
6.6.2	Ensaio em laboratório: recursos e metodologias	81
6.6.3	Resultados da amostra 33.1.....	84
6.6.4	Resultados da amostra 33.2.....	85
6.6.5	Resultados da amostra 4.2.....	87
6.6.6	Resultados da amostra 43.1.....	88
6.6.7	Resultados da amostra 46.1.....	90
6.6.8	Resultados da amostra 44.1.....	91
7	Conclusões	93
7.1	Considerações finais	93
7.2	Projectos futuros	99
8	Bibliografia	100
	Anexos.....	103

Anexos:

- Ensaio realizado in-situ (amostra 4.2 – freguesia de Alvalade)
- Ensaio realizado em laboratório (amostra 4.2 – freguesia de Alvalade)

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema representativo do fabrico do cimento portland (Cimpor)	3
Figura 2 - Esquema das transformações ocorridas na matéria-prima até ao clínquer (Jackson, 2008)(adaptado).....	4
Figura 3 – Desenvolvimento dos produtos da hidratação no tempo (Domone, 1994).....	6
Figura 4 – Microestrutura da pasta de cimento hidratada (Mehta, et al., 2006)	7
Figura 5 – Contributo dos componentes puros do cimento Portland e evolução da resistência à compressão em função do tempo (Tattersall, et al., 1983).....	8
Figura 6 – Imagem microscópica electrónica do Ca(OH) ₂ (Mehta, et al., 2006).....	10
Figura 7 – Hidratação do cimento Portland (temperatura ambiente) (Older, 2007).....	10
Figura 8 – Imagem microscópica electrónica típica após a formação da etringite (Mehta, et al., 2006).....	11
Figura 9 – Diagrama representativo das proporções em volume da pasta de cimento em diferentes estados de hidratação (Neville, 2008).....	15
Figura 10 – Imagem da superfície do cimento hidratado fabricado a 20° com relação a/c=0,30 (Older, 2007).....	16
Figura 11 - Imagem da superfície do cimento hidratado fabricado a 20° com relação a/c=1,0 (Older, 2007).....	17
Figura 12 – Determinação da composição dos óxidos no cimento Portland hidratado a/c 0,6 a 20 °C. Gráfico obtido pela leitura pelo EPMA (Micro análise por sonda electrónica) sobre uma superfície polida(Older, 2007)(adaptado) .	17
Figura 13 – Imagem de uma face de cimento Portland hidratado com 3 dias de idade - cristais de CSH (Mehta, et al., 2006)	18
Figura 14 – Formação de cristais de etringite(Paulon, 2005)	18
Figura 15 – Poro preenchido com cristal hexagonal de hidróxido de cálcio CH(Paulon, 2005)	19
Figura 16 – Diagrama modelo dos tipos de água associado ao CSH(Mehta, et al., 2006).....	20
Figura 17 - Imagem cristais de hidróxido de cálcio na zona de interface, obtidas pelo microscópio electrónico de varrimento (Mehta, et al., 2006).....	22
Figura 18 – Diagrama representativo do modelo de interface agregado cimento (Mehta, et al., 2006).....	22
Figura 19 – Relação entre carbonatação e humidade relativa (Andrade, 1992)	24
Figura 20 – Evolução da Temperatura em Lisboa (Alcoforado, 1993)	25
Figura 21 – Imagem microscópica de uma superfície de betão	26
Figura 22 – Esquema representativo da distribuição de poros (Coutinho, 2005).....	27
Figura 23 – Modelo típico da zona de interface Agregado-cimento com microfissuração(Mehta, et al., 2006)	28
Figura 24 – Imagem da microfissuração em torno do agregado (Mehta, et al., 2006).....	28
Figura 25 – Relação porosidade - resistência (Mehta, et al., 2006)	29
Figura 26 – (2) e (1) Carbonato de cálcio em diferentes estados,.....	34
Figura 27 – Efeito da temperatura na profundidade de carbonatação função do rácio A/C (Bentur, et al., 1997)	36
Figura 28 – Evolução da carbonatação ao longo do tempo sob diferentes condições de exposição:	36
Figura 29 – Esquema típico de frente carbonatada (Coutinho, 2005) (adaptado).....	39
Figura 30 – Gráfico simplificado do desenvolvimento da corrosão no tempo – Modelo Tutti(Bentur, et al., 1997) (Adaptado)	39
Figura 31 – Modelo simplificado da corrosão do aço no betão (Costa, 2000).....	41
Figura 32 – Reacções anódica e catódica e “Loop” de corrente (Bentur, et al., 1997)	42
Figura 33 – Fluxo da carga eléctrica no “Loop” de corrente durante o processo de corrosão (Bentur, et al., 1997)	42
Figura 34 – Diagrama representativo de dois factores que controlam a taxa de corrosão do aço embebido no betão (Bentur, et al., 1997).....	44
Figura 35 - Delaminação.....	45
Figura 36 – Destacamento.....	45
Figura 37 – Corrosão evidente.....	45
Figura 38 – Redução de secção	46

Figura 39 – Aparelhos típicos de medição e detecção das armaduras	47
Figura 40 – (a) Exemplo de um Fissurómetro (b) Exemplo de um comparador de fissuras(Silva, 2004).....	48
Figura 41 – Ensaio de medição da profundidade de carbonatação (Coutinho, 2005).....	48
Figura 42 – Equipamento de medição da resistividade do Betão	49
Figura 43 – Esquema de medição dos potenciais eléctricos das armaduras	50
Figura 44 – Esclerómetro de Schmidt (tipo) (Silva, 2006).....	51
Figura 45 – Esquema interno do esclerómetro (Gonçalves, 1986).....	52
Figura 46 – Equipamento de medição in-situ de permeabilidade ao: a) ar; b) água (Silva, 2006)	53
Figura 47 – Ensaio ultra-sons, método indirecto (Modelo: TICO – foto cedida por J. Roma).....	55
Figura 48 – Extracção de carotes (Silva, 2004)	56
Figura 49 – Gráfico de evolução da população no concelho de Lisboa (INE-CML)	59
Figura 50 – Anteprojecto da expansão de Lisboa 1900 (GEO)	60
Figura 51 – Evolução da edificação em betão armado em Lisboa (1919-2001) (INE)	61
Figura 52 – Distribuição por freguesia da percentagem de edifícios em betão armado do período 1946-1970	62
Figura 53 – Zonas de aumento de velocidade do vento em resultando de diferenças volumétricas urbanas.....	67
Figura 54 – Limite representativo da redução de velocidade do vento (Lopes, 2003).....	67
Figura 55 – Ilha de calor nocturna de Lisboa (noites com vento Norte moderado) (adaptado).....	69
Figura 56- Frequência de ocorrência das razões de insolação (RI) em Lisboa	70
Figura 57 - Mapa de Lisboa com a localização das estações meteorológicas do INMG	71
Figura 58 – Mapa de Lisboa – Localização das estações e dos edifícios utilizados como amostra.....	77
Figura 59 – Exemplo de detecção armadura e recobrimento (amostra 33.1).....	79
Figura 60 – Ensaio esclerométrico (amostra 4.2)	80
Figura 61 – (a) Solução de fenolftaleína, pulverizador e craveira, (b) Acção de purfuração, carotadora, (c) Medição da profundidade de carbonatação (amostra 33.1)	80
Figura 62 – Esquema tipo na medição dos parâmetros, (a) termo higrómetro, (b) portátil, (c) medidor de CO ₂	81
Figura 63 – Provete identificado para ensaios em laboratório (Amostra 46.1)	81
Figura 64 – Fase do ensaio de absorção por capilaridade	83
Figura 65 – Fases do ensaio de resistência à compressão (a) inicio do ensaio, (b) fim do ensaio (amostra 33.1 - provete A)	83
Figura 66 – Amostra 33.1	84
Figura 67 – Amostra 33.2.....	85
Figura 68 – Provete C	86
Figura 69 – Amostra 4.2	87
Figura 70 – Provete E.....	88
Figura 71 – Amostra 43.1.....	88
Figura 72 – Provete F.....	89
Figura 73 – Amostra 46.1	90
Figura 74 – Provete G	90
Figura 75 – Amostra 44.1	91
Figura 76 – Ensaio de determinação da profundidade de carbonatação na amostra 44.1.....	92
Figura 77 – Mapa de Lisboa – sobreposição das zonas climáticas com a localização das amostras.....	94
Figura 78 – Mapa de Lisboa – síntese dos dados	95

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Transformações químicas e físicas do clínquer ao cimento Portland (Gani, 1997).....	5
Tabela 2 – Síntese das teorias do mecanismo de hidratação do C ₃ S (Older, 2007).....	12
Tabela 3 – Solubilidade do dióxido de carbono a várias pressões atmosféricas (Eglinton, 2007).....	32
Tabela 4 – Tabela de factores condicionantes do medidor de resistividade do betão	49
Tabela 5 – Critérios de avaliação dos níveis de corrosão de acordo com CEB 192 (Silva, 2006).....	50
Tabela 6 – Critério ASTM para a existência de corrosão na armadura (ASTM C876).....	51
Tabela 7 – Classificação do betão com base nos ensaios de Figg (Coutinho, 2006).....	53
Tabela 8 – Tabela de correlação das unidades de corrosão (Pierre R. Roberge)	54
Tabela 9 – Valores típicos da Resistência de polarização no aço do betão (Mehta, et al., 2006)	54
Tabela 10 – Número de edifícios de betão armado por época construção (INE).....	61
Tabela 11 – Correspondência dos códigos com a designação de freguesia	62
Tabela 12 – Número de edifícios segundo número de pavimentos na época de 1946 a 2001 (INE)	63
Tabela 13 – Totais do concelho por época de construção e número de pavimentos (Fonte - INE).....	64
Tabela 14 – Número de edifícios com 7 ou mais pisos nas freguesias com mais de 100 (Fonte - INE).....	64
Tabela 15 – Número de edifícios por época e por número de pavimentos (Fonte – INE).....	66
Tabela 16 – Dados meteorológicos da estação Lisboa/Portela (Fonte – INMG).....	72
Tabela 17 - Dados meteorológicos da estação Lisboa/Cabo Ruivo (Fonte – INMG)	73
Tabela 18 - Dados meteorológicos da estação Lisboa (Fonte – INMG).....	73
Tabela 19 - Dados meteorológicos da estação Lisboa/Tapada (Fonte – INMG).....	74
Tabela 20 – Quadro síntese das amostras onde foram realizados os ensaios	76
Tabela 21 – Recursos utilizados nos ensaios <i>in-situ</i>	78
Tabela 22 – Quadro de resultados dos ensaios da amostra 33.1, provetes A e B.....	84
Tabela 23 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 33.2, provetes C e D	86
Tabela 24 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 4.2, provete E.....	87
Tabela 25 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 43.1, provete F.....	88
Tabela 26 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 46.1, provetes G e H.....	90
Tabela 27 - Quadro de resultados dos ensaios <i>in-situ</i> da amostra 44.1	91
Tabela 28 – Quadro síntese de resultados dos ensaios <i>in-situ</i>	95
Tabela 29 – Quadro síntese de resultados dos ensaios em laboratório.....	96

1 INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO

Entre a comunidade científica e os agentes envolvidos na edificação, são bem conhecidas as propriedades do betão e do aço. Estes materiais estão na origem da produção do betão armado e tem sido vulgarizada a sua utilização desde os anos 30 do século passado até aos dias de hoje. Entre muitos agentes do sector da construção existe a convicção de que se trata de um material de construção durável e de boas características mecânicas.

No entanto, com o decorrer do tempo foram identificadas as fraquezas do betão, quando lhe era exigida, entre outras, a função de protecção das armaduras. Esta deficiência é identificada pela carência de uma protecção alcalina, inicialmente disponibilizada pelo cimento durante o processo da hidratação. As influências ambientais, o processo de fabrico do betão, a colocação e compactação em obra, estão em grande parte na origem dos problemas da iniciação da corrosão das armaduras. Entre as influências ambientais, destaca-se o dióxido de carbono, um dos responsáveis pela quebra do meio alcalino na superfície do aço, contribuindo com a sua quota-parte na iniciação da corrosão.

O betão dispõe de um meio de elevada alcalinidade com um pH entre 12,5 a 13,5, em resultado da solução intersticial existente no sistema de poros preenchidos pelo hidróxido de cálcio e alcalis, entre outros produtos da hidratação do cimento. É neste ambiente que se desenvolve na superfície das armaduras uma película com a função protectora cujo processo se denomina de “passivação”. Quando ocorre a diminuição do pH, próximo de 8, em consequência do consumo do hidróxido de cálcio pelo dióxido de carbono, estarão criadas as condições para a redução do pH do meio. O processamento deste fenómeno na envolvente das armaduras dá início à designada “despassivação”. Em função da maior ou menor complexidade da rede porosa, da humidade interna do betão e estado de fissuração, dependem as condições de acessibilidade do oxigénio à superfície das armaduras. Neste quadro, na superfície das armaduras, desenvolvem-se produtos de corrosão responsáveis pela degradação do betão superficial.

Os efeitos sobre o betão constituem a primeira, senão a principal preocupação, na durabilidade das estruturas de betão armado das edificações. Os referidos efeitos, conhecidos por produtos da corrosão, vulgarmente designados por ferrugem, reflectem-se nas superfícies do betão. A degradação exprime-se sob a forma de delaminações e desagregação, provocadas por tensões internas geradas por aqueles produtos, sobre a camada do betão de recobrimento.

Nos dias de hoje, face às condições atmosféricas e suas alterações, é bem conhecida a tendência para a degradação das estruturas de betão armado, sendo identificada a sua principal origem na corrosão das armaduras. O dióxido de carbono, os sulfatos e os cloretos têm aqui o seu papel como agentes externos destruidores de uma parceria betão-aço que se julgava bastante durável. Conjugados com os factores intrínsecos do betão, este último é conduzido por vezes à degradação precoce.

Desde um passado recente foram já identificadas e aplicadas técnicas de protecção baseadas em sistemas de pintura e métodos electroquímicos activos, no âmbito da prevenção e da reabilitação. A importância da durabilidade das estruturas de betão armado é reconhecida pela entrada em vigor do Decreto-Lei n.º 301/2007 de 23 de Agosto, e especificações LNEC relacionadas com a NP EN 206-1:2007 (Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade).

Apesar do conhecimento adquirido no meio nacional e internacional sobre os cuidados no fabrico, colocação e compactação em obra, a produção de betão foi durante muitos anos realizada em obra por meios manuais, carecendo de um controlo adequado sobre as dosagens, a escolha dos agregados e água utilizada. Esta época decorreu até ao início dos anos 70 do século XX, época a partir da qual se inicia a generalização da produção de betão em centrais com o controlo que lhe é inerente.

No concelho de Lisboa (NUT III)ⁱ, edificaram-se entre os anos de 1919 e 2001, 53.387 edifícios dos quais 20.154 têm estruturas de betão armado representando 37,7 % do total edificado. Neste grupo de edificações em betão armado, 73,6 % dispõem de paramentos exteriores em betão à vista, percentagem consideravelmente significativa tendo em conta os efeitos dos agentes externos sobre as superfícies do betão.

Os meios tecnológicos evoluíram e os conhecimentos foram aprofundados. No entanto a realidade do meio ambiente introduz novos factos e o conhecimento evolutivo do fenómeno da carbonatação no caso da cidade de Lisboa é ainda escasso. As condições climáticas dos grandes centros urbanos têm vindo a degradar-se nas últimas décadas e a cidade de Lisboa não foge à regra. Os aumentos de dióxido de carbono no ar e de temperatura bem como as alterações da pluviosidade (não esquecendo a expansão urbanística), impuseram à cidade condições propícias ao desenvolvimento acelerado da carbonatação.

Carbonatação não é um problema para o betão mas a sua consequência já o é. Este estudo pretende fornecer uma imagem de factos da edificação em algumas das épocas e zonas de Lisboa, com relevância para o estudo da carbonatação. A avaliação da qualidade do betão, a característica da microestrutura, a influência dos agentes agressivos, o estado da corrosão nas armaduras e a realização dos ensaios, constituem factores de análise da qualidade das estruturas de betão armado.

ⁱ Fonte: Instituto Nacional de Estatística

2 MECANISMOS EXPLICATIVOS DO FENÓMENO DA CARBONATAÇÃO

Tal como foi referido anteriormente, o betão (agregados+ligante+água) utilizado com interesse directo pelo sector da construção e da engenharia, tem como ligante o cimento Portland. Deste ligante directamente relacionado com o fenómeno da carbonatação e seu principal responsável, importa ter a percepção do seu processo de fabrico, dos aspectos relacionados com a composição química, as características morfológicas e estrutura física.

2.1 Síntese do processo de fabrico do cimento Portland

Incluído no grupo dos ligantes hidráulicos o cimento Portland tem como principais constituintes compostos de cálcio com destaque para os silicatos e aluminatos de cálcio. O processo de fabrico do cimento Portland resulta da mistura proporcionada de calcário (carbonato de cálcio), argila (silicatos, aluminatos, óxido de ferro) e outras substâncias apropriadas ricas em sílica, alumina ou óxido de ferro que reduzidas a pó muito fino são sujeitas a acção de temperaturas da ordem de 1450 °C, resultando o clínquer que, devido à sua instabilidade estrutural é arrefecido rapidamente à saída do forno até à temperatura ambiente (Coutinho, 2006). Após a junção de aditivos apropriados e de um cuidadoso processo de moagem obtêm-se o cimento Portland.

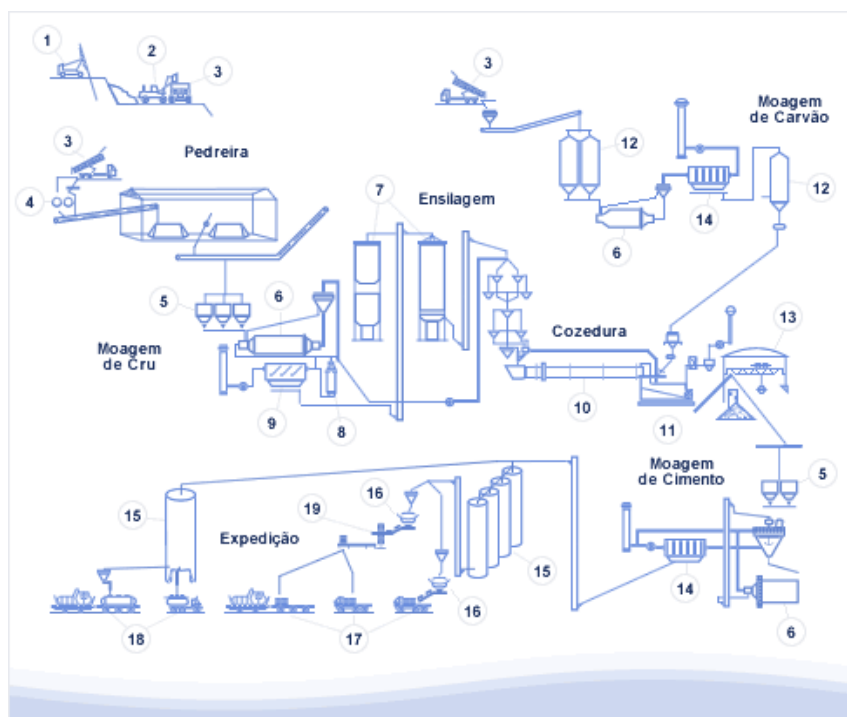


Figura 1 – Esquema representativo do fabrico do cimento portland (Cimpor)

Legenda (Cimpor, 2008):

1. Perfuradora	2. Pás Carregadoras	3. Camiões Basculantes	4. Britador	5. Tremonhas
6. Moinhos	7. Silos Homo e Armazenamento	8. Torre de Condicionamento	9. Electrofiltro	10. Forno
11. Arrefecedor	12. Silos para Carvão	13. Armazém para clínquer	14. Filtros de Mangas	15. Silos para Cimento
16. Ensacadoras Rotativas	17. Expedição de Cimento em Saco	18. Expedição de Cimento a Granel	19. Paletização (paletes ou pacotões - embalagem de plástico)	

Em consequência das elevadas temperaturas a que se sujeitou a matéria-prima, desenvolvem-se reacções químicas que dão origem aos seguintes componentes mais comuns dos cimentos Portland:

Silicato tricálcico	$3CaO.SiO_2$	C_3S	(alite)
Silicato Bicálcico	$2CaO.SiO_2$	C_2S	(belite)
Aluminato tricálcico	$3CaO.Al_2O_3$	C_3A	(na matéria vítrea)
Aluminoferrato tetracálcico	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	C_4AF	(celite)

A notação abreviada, referida, corresponde aquela a que vulgarmente se utiliza na Química do cimento cuja correspondência é a seguinte:

CaO - C
 SiO₂ - S
 Al₂O₃ - A
 Fe₂O₃ - F

Para o cimento hidratado são utilizados os seguintes símbolos:

H₂O - H ; SO₃ - S

Os quatro componentes anteriormente referidos (obtidos em proporções convenientes) são designados por principais e representam cerca de 90% a 95% da composição do cimento Portland. No entanto desenvolvem-se outros (designados por secundários) que resultam de produtos existentes nas matérias-primas em consequência da sua origem sedimentar (Tattersall, et al., 1983). Refira-se que os produtos utilizados como combustível contribuem com parte desses componentes secundários (Coutinho, 2005). Sabe-se que a formação dos componentes do clínquer é bem mais complexa do que a composição referida, a rede cristalina dispõe na sua estrutura outros metais, os alcalinos, o ferro, o magnésio entre outros (Coutinho, 2006). A figura 2 ilustra as sucessivas transformações das matérias-primas ocorridas durante o processo promovido pela acção das temperaturas, responsáveis pela série de reacções químicas e físicas ocorridas.

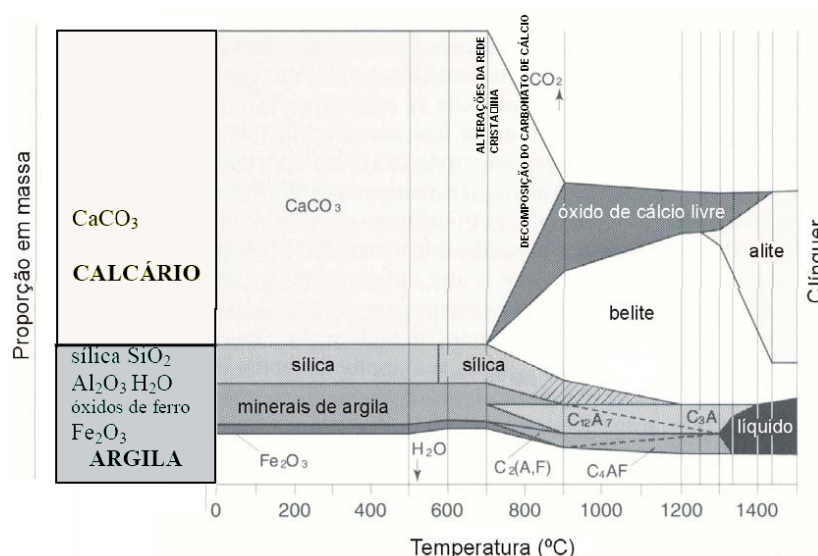


Figura 2 - Esquema das transformações ocorridas na matéria-prima até ao clínquer (Jackson, 2008)(adaptado)

O processo poderá ser sintetizado segundo a tabela 1

~ 500° C	Perda da água dos minerais da argila
~ 900° C	Reacção química entre óxidos cálcio e argila
~ 900° C	Decomposição do carbonato cálcio
~ 900° C a 1200° C	Reacção entre CaO e os aluminossilicatos
~ 1250° C a 1280° C	Início da formação da fase líquida
> 1280° C	Completa-se a fase líquida e formação dos componentes do cimento

Tabela 1 – Transformações químicas e físicas do clínquer ao cimento Portland (Gani, 1997)

O conhecimento adquirido no meio científico com o recurso às tecnologias entretanto disponibilizadas permitiu concluir que os compostos do cimento não são puros pelo que as propriedades do cimento estão dependentes da matéria-prima das condições de cozedura e de arrefecimento do clínquer (Coutinho, 2006).

2.2 Hidratação, mecanismo da hidratação

Ao betão, material utilizado na esmagadora maioria das edificações após os anos 50, são exigidas características de durabilidade e resistência mecânica. No cimento Portland, o ligante utilizado na composição do betão, será necessária a presença da água para que os saisⁱⁱ que o compõem reajam dando origem a novos compostos com características de estabilidade e resistência. Esta reacção denomina-se hidratação. A importância do conhecimento da hidratação, o mecanismo que lhe está associado e o seu contributo na percepção do fenómeno da carbonatação, resulta do conhecimento adquirido pelo meio científico das propriedades do betão, dos produtos da hidratação, da estrutura física, e da composição química. Existem dois processos em que o tipo de componentes presentes no cimento pode reagir com a água: o primeiro resulta da directa adição de algumas moléculas de água que iniciam a reacção da hidratação; o segundo é a reacção de hidróliseⁱⁱⁱ da água. É contudo usual e conveniente aplicar o termo hidratação em todas as reacções do cimento com a água embora ambos sejam reais (Neville, 2008). Neste contexto começa-se por identificar o comportamento dos principais componentes do ligante ao reagirem com a água de acordo com estudos realizados pelos investigadores, que traduzem o fenómeno da hidratação.

O cimento Portland, resultado de uma mistura heterogénea de diversos compostos, quando combinado com a água, desenvolve o processo que consiste na hidratação simultânea de reacções dos compostos anidros. Porém nem todos os compostos se hidratam ao mesmo ritmo. Os aluminatos são conhecidos por hidratar a um ritmo muito mais rápido do que os silicatos. De facto a presa e endurecimento, fases da hidratação do cimento Portland, são em grande parte determinadas pelas reacções da hidratação envolvendo os aluminatos (Mehta, et

ⁱⁱ Um sal é definido como um composto formado pela substituição completa ou incompleta do ião hidrogénio de um ácido por um radical básico. Sintetizando, são compostos inorgânicos resultantes da reacção de um ácido inorgânico com uma base química.

ⁱⁱⁱ Hidrólise é uma reacção química de perda de uma molécula por acção da água. Reacção de alteração envolvendo um fluido aquoso com iões de hidrogénio (H⁺) ou de hidroxilo (OH⁻) substituindo iões que são libertados para a solução

al., 2006). Segundo estudos de (Older, 2007), o processo consiste numa série de reacções individuais que ocorrem em paralelo e sucessivamente, de forma espontânea quando em contacto com a água e associadas à libertação de calor. O mesmo estudo indica ainda que a evolução da hidratação e sua cinética estará influenciada pelos seguintes factores:

- Pela fase de composição do cimento e da presença cristais iónicos reticulados impuros na fase do clínquer;
- Pela finura do cimento, em particular pela sua granulometria e distribuição de superfície específica;
- Pela relação água/cimento utilizada;
- Pela temperatura de cura;
- Pela presença de adições químicas, ou seja substâncias em pequenas proporções que modificam a hidratação e as propriedades do cimento;
- Pela presença de aditivos, como sejam materiais que interagem com cimento Portland em quantidades maiores, tais como a escória de alto-forno pulverizada ou cinzas volantes.

Antes porém, será importante relacionar no tempo o comportamento do cimento Portland com a água. Nesta característica física do cimento podem-se identificar os seguintes estados: período dormente, presa e endurecimento (figura 3).

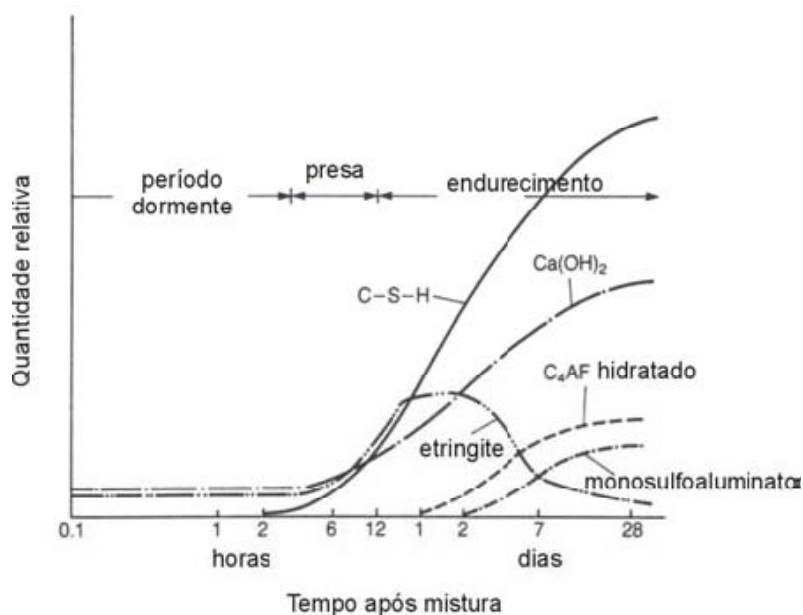


Figura 3 – Desenvolvimento dos produtos da hidratação no tempo (Domone, 1994)

Alguns autores identificam estes estados como pré-indução, dormente, estado aceleração e pós-aceleração com incidência na hidratação dos silicatos (Older, 2007), sendo certo que a divergência só se estabelece quanto à subclassificação dos diversos eventos ocorridos durante o processo de hidratação.

Seguindo a convenção dos autores nacionais, pese embora incluam no período dormente a pré-indução, referem que aquele corresponde ao tempo no qual a mistura mantém as suas características de trabalhabilidade, aproximadamente 1 a 2 horas. A presa corresponde ao período em que a mistura deixa de ter consistência pastosa, sendo o início de presa o limite para a colocação nos moldes e compactação (Coutinho, 2006). O endurecimento não é mais do que o prolongamento da presa na qual o cimento Portland, já sólido, vai aumentando a sua rigidez, ao longo do tempo, a fim de desempenhar as características essenciais à construção. Os componentes do cimento Portland desenvolvem a hidratação acompanhada de libertação de calor com amplitudes diferenciadas, sendo os aluminatos

os que mais rapidamente se hidratam, produzindo uma elevada taxa de calor em oposição aos silicatos. Devido à rápida reacção dos aluminatos com água, é adicionado na mistura do clínquer um sulfato, o gesso, com objectivo de retardar a presa.(Coutinho, 2006) Como se pode constatar na figura 3 desenvolvem-se durante estes estados produtos resultantes da hidratação, predominando o hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e o silicato de cálcio hidratado CSH, com estruturas peculiares que de alguma forma contribuem para a evolução da carbonatação, tema adiante abordado. O mecanismo associado é dominado pelas fases iniciais do processo, e o resultado final obtido apresenta uma microestrutura similar à ilustrada na figura 4. Pela observação por microscopia electrónica da pasta de cimento hidratada, é visível uma estrutura não homogénea com áreas compactas e outra com grande porosidade, longas e esguias agulhas fibrosas de etringite e a agregação de pequenos cristais de silicato de cálcio hidratado.

A generalidade das investigações desenvolvidas identificou dois mecanismos de hidratação do cimento Portland. Segundo (Mehta, et al., 2006), um ocorre na hidratação através da solução, na qual estão envolvidos os componentes anidros com recurso aos constituintes iónicos (nesta fase ocorre a formação dos hidratos na solução devido à sua baixa solubilidade, e precipitam-se a partir da solução sobressaturada). O segundo mecanismo proposto, designado por hidratação do estado sólido do cimento, decorre da reacção que tem lugar na superfície dos compostos anidros, sem que os compostos entrem na solução. Na realidade as observações microscópicas da hidratação demonstram que o mecanismo é desenvolvido através da solução em pastas de cimento com idade jovem. Nas pastas de idade menos jovem, quando a mobilidade iónica é restringida na solução de hidratação pelas partículas residuais de cimento, teremos uma reacção de estado sólido. Portanto (Mehta, et al., 2006), refere que existe uma

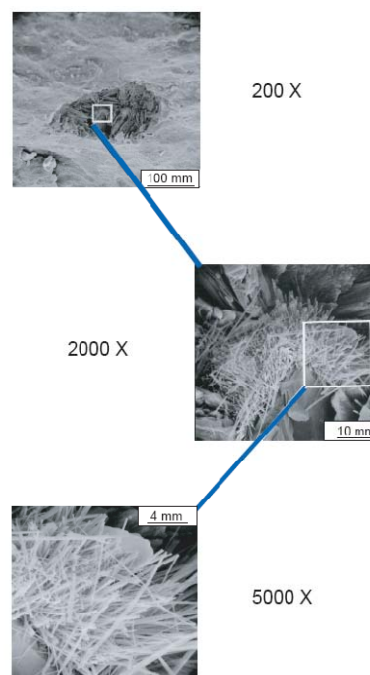


Figura 4 – Microestrutura da pasta de cimento hidratada (Mehta, et al., 2006)

combinação circunstancial dos dois mecanismos durante o processo da hidratação, ao invés de um ou outro mecanismo em cada processo de hidratação. Por outro (Older, 2007), revela a importância da interação existente entre os produtos e fases da hidratação dos principais componentes do clínquer, e o mecanismo identificado por ele como a cinética da hidratação.

Reportando à hidratação dos principais componentes do cimento Portland, o silicato tricálcico C_3S , tem inúmeras teorias desenvolvidas acerca da sua hidratação pelo que se sintetizam na tabela 2 esses estudos. No entanto, será este o componente mais importante e responsável pela resistência da pasta de cimento, conforme se ilustra na figura 5

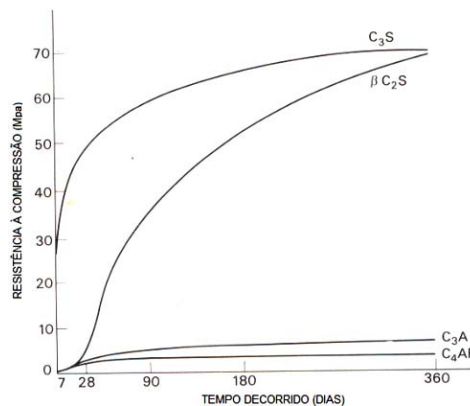
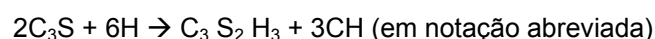


Figura 5 – Contributo dos componentes puros do cimento Portland e evolução da resistência à compressão em função do tempo (Tattersall, et al., 1983)

Os produtos de hidratação à temperatura ambiente formam a fase silicato cálcico hidratado CSH, com uma razão CaO/SiO_2 inferior a 3,0 (Older, 2007). Esta reacção é exotérmica^{iv}, no chamado período de pré-indução, que dura cerca de 5 minutos. A composição química do silicato de cálcio hidratado proveniente da hidratação do cimento Portland varia de acordo com a relação água-cimento, temperatura e idade da hidratação. Tornou-se bastante usual referir estes hidratos na forma CSH, cuja notação não implica uma composição química fixa. A hidratação completa da composição aproximada do material obtido pode ser assumida como $C_3S_2H_2$, sendo esta composição utilizada nos cálculos estequiométricos^v(Mehta, et al., 2006). Assume então a designação de bi-silicato tricálcico hidratado, somente estável quando em contacto com soluções saturadas de hidróxido de cálcio, que a 20° C contenham de 1585 mg a 1450 mg deste hidróxido por litro de água, o que corresponde a um domínio do pH de 12,34 a 12,20) (Coutinho, 2006) . A reacção, embora não exacta, é expressa de seguinte forma;

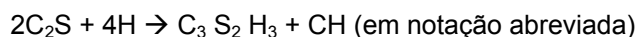


Os dados da avaliação experimental indicam que a hidratação do silicato bi-cálcico C_2S é similar ao C_3S pese embora o processo se desenvolva mais lentamente. Na observação da

^{iv} Uma reacção exotérmica é uma reacção química cuja energia total dos seus produto é menor que a de seus reagentes, ou seja, ela liberta energia (o que se dá na forma de calor).

^v A estequiometria é o estudo e o cálculo das relações (mensuráveis) quantitativas de reagentes e produtos em reacções químicas (ou equações químicas)

figura 5 constata-se que o contributo para a resistência destes componentes ocorre mais tarde desenvolvendo o seu máximo ao fim de alguns meses. Ao reagir com água de igual forma liberta hidróxido de cálcio CH transformando-se noutro silicato de cálcio hidratado, CSH, com um domínio de estabilidade elevada e com pH de 11,00 (Mehta, et al., 2006)(Coutinho, 2006). A reacção referida será;



Os cálculos estequiométricos mostram que a hidratação do C_3S é responsável pela produção de 61 % de $C_3S_2H_3$ e 39 % de hidróxido de cálcio no caso do C_2S da hidratação resulta 82 % de $C_3S_2H_3$ e 18 % de hidróxido de cálcio. Representa uma grande área de superfície específica e conseqüentemente a propriedade adesiva do cimento hidratado essencial na formação do silicato de cálcio hidratado. Com base nas equações acima pode ser calculado que C_3S e C_2S requerem 24% e 21% de água, respectivamente, para que a hidratação seja completa (Mehta, et al., 2006).

O autor (Neville, 2008) admite que o C_3S sofre uma hidrólise, produzindo um silicato cálcico de baixa basicidade. No final, o $C_3S_2H_3$, com a libertação da cal separa-se como hidróxido de cálcio $Ca(OH)_2$. Ambos os silicatos produzem calor de hidratação, que está directamente relacionado com os produtos hidratados de cada hidrato, resultando diferentes silicatos cálcicos hidratados. Devido à semelhança de hidratação dos silicatos de cálcio puro nos cimentos Portland comerciais, eles mostram-se semelhantes no desenvolvimento da resistência. A hidratação do C_3S é controlada pela taxa de difusão dos iões, através de filmes hidratados sobre adjacentes, enquanto a hidratação do C_2S é controlada por uma baixa e intrínseca taxa de reacção. De facto a temperatura pode afectar os produtos da hidratação em ambos os silicatos, porque a permeabilidade do gel é afectada pela temperatura. O mesmo autor refere ainda que uma considerável resistência é processada muito antes de as reacções de hidratação estarem completas e, assim, uma pequena quantidade de hidratos vincula o restante material não hidratado, aumentando a hidratação, o que resulta num aumento de resistência. A hidratação completa pode ocorrer só ao fim de muitos meses, em função da dimensão de cada partícula. É provável que pequenos grãos de C_2S se hidratem antes de o C_3S estar completamente hidratado. O hidróxido de cálcio libertado pelos silicatos forma finas placas hexagonais, depositando-se em grandes quantidades, tal como se ilustra na figura 6.



Figura 6 – Imagem microscópica electrónica do Ca(OH)₂ (Mehta, et al., 2006)

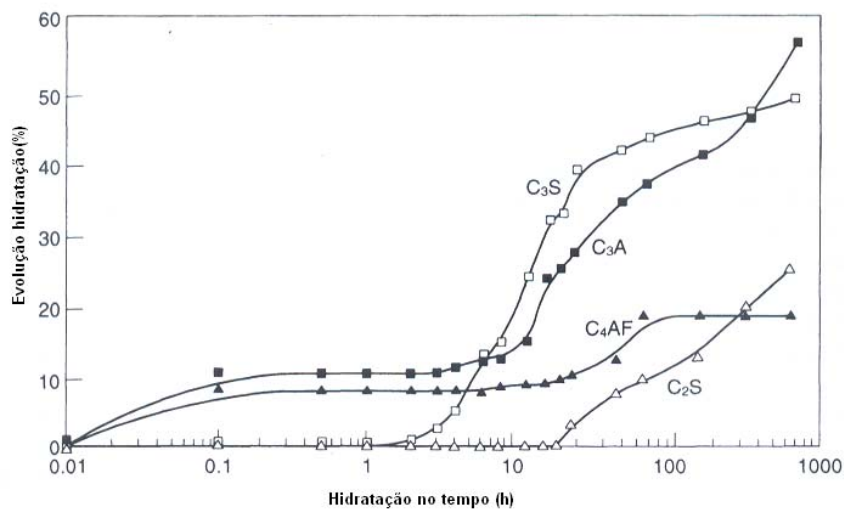


Figura 7 – Hidratação do cimento Portland (temperatura ambiente) (Older, 2007)

A reacção do aluminato tricálcico é imediata em presença da água. Os hidratos cristalinos tais como C₃AH₆, C₄AH₁₉ e C₂AH₈ formam-se rapidamente com grande quantidade de calor de hidratação. Um cimento Portland nestas condições não poderia ser utilizado na construção, pelo que, como anteriormente foi citado, se adiciona um sulfato de cálcio em quantidades controladas, o gesso, no clínquer com objectivo de retardar a presa. De acordo com algumas teorias, quando em presença do gesso e alcalis estes entram em solução rapidamente, e a solubilidade do C₃A baixa em presença dos iões, alcalis e sulfato. Dependendo da concentração dos iões de aluminato e sulfato na solução no produto cristalino de precipitação é formado o trissulfoaluminato de cálcio hidratado (etringite) ou monossulfoaluminato de cálcio hidratado (Mehta, et al., 2006).



Na solução saturada com cálcio, a etringite forma pequenas agulhas cristalinas (figura 8). O monossulfato de cálcio, formado mais tarde a partir da etringite, cristaliza em finas placas hexagonais.

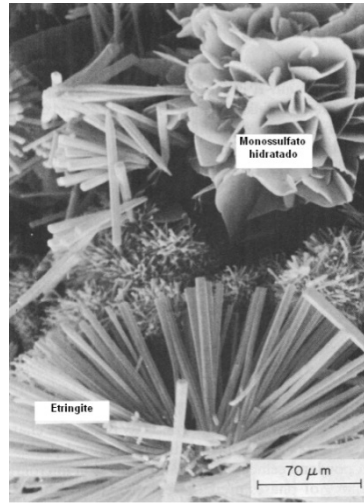


Figura 8 – Imagem microscópica electrónica típica após a formação da etringite (Mehta, et al., 2006)

A etringite é o primeiro produto hidratado a cristalizar, devido à elevada relação sulfato/aluminato durante a fase aquosa e na primeira hora da hidratação. A precipitação da etringite contribui para a presa e, mais tarde, para a resistência durante o desenvolvimento do endurecimento. Algumas teorias defendem que a etringite ao formar uma camada na superfície do C_3A , actua como uma barreira responsável pela lenta reacção, limitando a solubilidade do aluminato tricálcico (Older, 2007); outras teorias contestam, afirmando que esta barreira não é suficiente para retardar a presa, uma vez que os iões a podem atravessar (Coutinho, 2006).

MECANISMO	Teoria das camadas impermeáveis		Teoria da dupla camada eléctrica	Teoria da nucleação do CH	Teoria da nucleação do CSH
Período Pré-indução			1ª Estado formação do CSH		
Início do período de indução	1ª Estado funciona como uma barreira difusora		Forma-se uma dupla camada eléctrica e impede a passagem de iões	Fase líquida fica sobre saturada de CH impede a rápida dissolução do C ₃ S	
Alterações durante o período de indução	Transformação de fase da camada do CSH	1ª Estado a camada do produto sofre o fenómeno de pressão osmótica	Enfraquecimento da dupla camada	Nucleação lenta do CH	Nucleação Lenta no 2º Estado do CSH
Fim do período de indução	Aumento da permeabilidade da camada do CSH	Ruptura da camada do CSH devida a pressão osmótica	Ruptura da dupla camada	Núcleo do CH atinge dimensão crítica	2º Estado núcleo do CSH atinge dimensão crítica
Período de aceleração	Dissolução acelerada do C ₃ S e crescimento do 2º Estado do CSH e CH				

Tabela 2 – Síntese das teorias do mecanismo de hidratação do C₃S (Older, 2007)

Quando todo o gesso está consumido, e perante a concentração de iões de aluminato na solução devido a evolução da hidratação do C_3A e C_4AF a etringite torna-se instável e converte-se gradualmente em fase monossulfato (Mehta, et al., 2006).



Os estudos desenvolvidos demonstram que a quase completa hidratação do C_3A à temperatura ambiente só é atingida ao fim de muitos meses. A reacção depende de vários factores; entre eles distinguem-se a relação água/sólido e a temperatura (Older, 2007). A transformação do C_3A numa solução saturada de CH fixa o composto dando origem ao aluminato tetracálcico hidratado cujas soluções dispõem de um pH entre 12,34 e 12,18 (Coutinho, 2006). Em peso molecular mostra-se que 100 partes do C_3A reagem com 40 partes de água em massa. A proporção de água requerida é mais elevada comparando com os silicatos (Neville, 2008).

O aluminoferrato tetracálcico C_4AF na reacção com a água liberta aluminato tricálcico e ferrato monocálcico que, reagindo com o hidróxido de cálcio das outras reacções, transforma-se em ferrato tricálcico formando soluções sólidas com aluminato tricálcico hidratado. A reacção é mais lenta do que a do C_3A , no entanto, é semelhante em muitos aspectos com a deste último, conforme se pode observar na figura 7. A reacção mantém as características de semelhança com o C_3A na presença ou ausência do sulfato, distinguindo-se apenas pela substituição do aluminato pelo ferro, cuja estrutura é semelhante à etringite (Mehta, et al., 2006). A relação Al^{3+}/Fe^{3+} na formação dos hidratos tende a ser inferior ao aluminoferrato tetracálcico aumentando com o incremento do ferro contido no material anidro (Older, 2007). Pela importância de que se reveste, salienta-se a presença do ião cloreto que contribui para a formação do cloroaluminato de cálcio e precipita em delgadas placas hexagonais (Coutinho, 2006).

Sintetizado o processo químico da hidratação, será admissível no quadro da importância de cada componente resumir o papel assumido por cada um destes intervenientes (figura 7) no cimento Portland:

- C_3S - É o principal composto do cimento, tem alta resistência inicial e liberta grande quantidade de calor de hidratação; Até aos 7 dias contribui quase em exclusivo para a resistência mecânica;
- C_2S - Tem hidratação lenta até aos 28 dias, aumentando consideravelmente após este período; Tem o calor de hidratação muito distribuído ao longo do tempo; Contribui quase em exclusivo para o aumento da resistência mecânica após os 28 dias;
- C_3A - Tem presa instantânea com elevado calor de hidratação; Tem baixa resistência mecânica; Não resiste a águas sulfatadas; Age como fundente na mistura;
- C_4AF - Tem presa rápida, mas não instantânea. Tem baixa resistência mecânica e o óxido de ferro age como fundente; Fixa a alumina, melhorando a resistência ao ataque das águas sulfatadas.

2.3 Características da microestrutura após hidratação

As propriedades mecânicas do cimento endurecido e do betão não dependem da composição química do cimento hidratado, mas da estrutura física, resultante dos produtos de hidratação quando observados ao nível coloidal^{vi} (Older, 2007). Do processo de hidratação e seu mecanismo importa sobretudo obter a “imagem” do cimento endurecido. Descreve (Neville, 2008), o cimento endurecido como um conjunto de hidratos pouco cristalizados dos vários compostos referidos colectivamente por gel, por cristais de Ca(OH)_2 , alguns componentes pouco expressivos, cimento não hidratado e por vazios cheios de água. A amplitude abrangente da descrição de (Mehta, et al., 2006), cujo texto se transcreve pela sua importância vital para o conhecimento dos materiais, permite auxiliar a construção da anterior citada “imagem”, cujo objectivo final é interpretar o comportamento do betão no tempo:

«O relacionamento das propriedades - microestrutura é o coração da moderna ciência dos materiais. O betão dispõe de uma microestrutura muito heterogénea e complexa. Portanto, é muito difícil elaborar modelos que constituam a microestrutura realista, a partir da qual seria previsível o comportamento do material. Contudo o conhecimento da microestrutura e propriedades dos componentes individuais, bem como as relações entre eles será útil para exercer o controlo das propriedades».

O betão poderá ser comparado a um “conglomerado”, onde intervêm o agregado com dimensões variáveis (de acordo com a aplicação pretendida em cada obra) envolvido por um ligante, neste caso específico, o cimento Portland. O agregado, objecto de estudos específicos quanto à sua granulometria, características mecânicas e físicas não será objecto de abordagem específica no contexto e objectivo deste trabalho. Considera-se pois que este elemento responde aos fins a que se destina. No entanto, devido à microestrutura do cimento hidratado e dos respectivos produtos resultantes da hidratação, interessa ter o conhecimento dos fenómenos relacionados com a aderência, identificada como zona de interface (zona de aderência) com o agregado, bem como toda a zona da pasta de cimento hidratada, para em próximo capítulo ser analisada a sua correlação e influência na carbonatação. Foi anteriormente referido que na massa heterogénea do cimento Portland hidratado se destacam os vazios designados por poros. Estes, de dimensões, características e origens diferenciadas assumem relevância sobre as propriedades do betão. São normalmente caracterizados por poros de gel (microporos), poros capilares e macroporos (Coutinho, 2005).

^{vi} Em química, colóides (ou sistemas coloidais ou ainda dispersões coloidais) são sistemas nos quais um ou mais componentes apresentam pelo menos uma de suas dimensões dentro do intervalo de 1nm a 1µm.

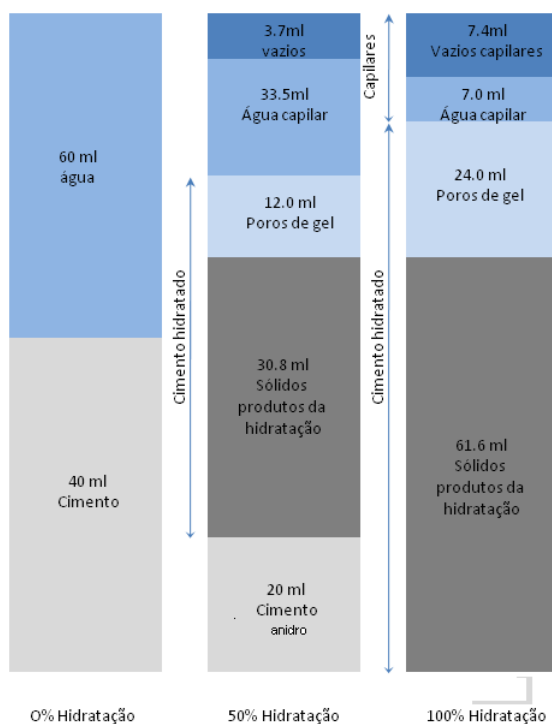


Figura 9 – Diagrama representativo das proporções em volume da pasta de cimento em diferentes estados de hidratação (Neville, 2008)

Os poros capilares representam grande parte do volume não preenchido pelos produtos de hidratação nos diferentes estados, conforme se pode observar na figura 9. Inicialmente o volume de cimento anidro é metade dos produtos resultantes da hidratação, no entanto, vai sendo reduzido progressivamente durante a fase de hidratação. Como se pode constatar, a porosidade capilar depende não só da relação água/cimento e do grau de hidratação mas também do tipo de cimento (Neville, 2008), facto já anteriormente referido. O sistema poroso é constituído por poros com raio hidráulico^{vii} entre 1 e 1000 nm^{viii}, e a determinação das suas dimensões poderá ser realizada com recurso ao porosímetro de mercúrio (Older, 2007). Os poros variam quanto à forma, e foi demonstrado pelos estudos de medição da permeabilidade, que formam uma rede interligada distribuída aleatoriamente em todo o cimento, com destaque para a intercomunicação dos poros capilares sendo esta a principal responsável pela permeabilidade do cimento endurecido, fornecendo vulnerabilidade aos ataques externos (Neville, 2008). Refere este autor que os poros com raio hidráulico muito pequeno são parte integrante da massa de produto hidratado formado em cerca de 0,2 a 0,3 ml/g de cimento hidratado, e são designados por poros de gel. Os restantes poros com raio hidráulico de maior dimensão, cujo volume aumenta com a razão água/cimento e respectiva porosidade, recebem a designação de poros capilares. Os poros de maiores dimensões influenciam a resistência à compressão e a permeabilidade, enquanto os pequenos poros são os que influenciam durante o período de secagem os fenómenos de fluência e retracção. Não importa pois o total da porosidade mas antes a sua distribuição e dimensão, pois são estes parâmetros que controlam

^{vii} Raio hidráulico é definido como a razão entre o volume e a superfície de uma fracção de poro (Older, 2007)

^{viii} Um manómetro vale $1,0 \times 10^{-9}$ metros – ou um milionésimo de milímetro. Tem como símbolo nm. É uma unidade de comprimento do SI

a resistência à compressão e a permeabilidade bem como as alterações de volume no cimento em fase de hidratação (Mehta, et al., 2006). Medições entretanto realizadas para determinação da água de adsorção, permitiram obter a superfície específica na estrutura do gel, um dos produtos da hidratação, com recurso ao Raio-X de varrimento. Foram obtidos valores da ordem de 600.000 m²/kg o que indicia uma grande superfície específica, em oposição às partículas de cimento anidro, que apresentam superfícies específicas da ordem dos 200 a 500 m²/kg (Neville, 2008). Nos seus trabalhos de investigação (Older, 2007) definiu duas escalas de estrutura interna do cimento hidratado a nanométrica e a micrométrica^{ix}. Na escala nanométrica enquadra-se o conjunto de produtos hidratados na fase CSH, definindo o autor uma região estrutural a rondar os 1,4 nm, evidenciando-se entre outros a portlandite com as suas estruturas de cristais de grandes dimensões, já anteriormente referenciadas. Os iões de Al³⁺, Fe³⁺ e SO₄⁴⁻ estão presentes no referido grupo de produtos hidratados, sob a forma de estreitas camadas de AFm [C₄ (A, F) SH₁₂] (da fase ferrítica) unidas entre si e inter-combinados no CSH. Numa escala de uma única camada agrupa diversas camadas, com espessuras de alguns micrómetros. Com recurso a técnicas extensivamente específicas, desenvolveram-se estudos profundos em torno da estrutura do anião de silicato presente sob a forma de monómeros^x. Verificou-se que sofrem polimerização^{xi} durante o processo da hidratação, explicando-se assim a dimensão da estrutura cristalina formada. A escala micrométrica é definida pelo autor como sendo o resultado dos produtos formados entre o interior do perímetro dos grãos anidros e o exterior, preenchido originalmente com a água ao nível da escala micrométrica. Estudos realizados verificam que a composição da fase CSH depende da composição inicial do cimento, do grau de hidratação e fundamentalmente da relação a/c. Na observação electrónica do cimento hidratado para duas razões de a/c de 0,3 e 1, segundo duas ampliações, constata-se densidades de formação estruturais distintas. A figura 10, razão a/c=0,3 exhibe uma densa e compacta estrutura sem aparente formação cristalina.

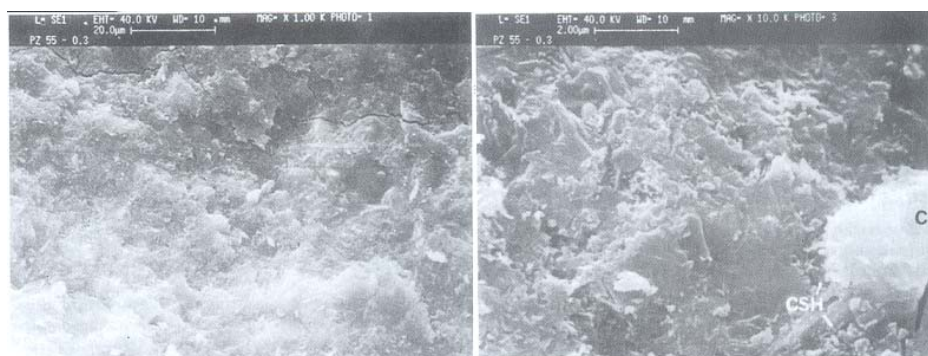


Figura 10 – Imagem da superfície do cimento hidratado fabricado a 20° com relação a/c=0,30 (Older, 2007)

^{ix} Micrómetro ou micron, cujo símbolo é μm é uma unidade SI de comprimento. Está definido como um milionésimo de metro (ou 1×10^{-6} m).

^x Em química, um monómero (do grego "mono", "um" e "meros", "parte") é uma pequena molécula que pode ligar-se a outros monómeros formando moléculas maiores denominados polímeros.

^{xi} Polimerização é a reacção química que dá origem a polímeros. As unidades estruturais que dão origem aos macros polímeros são denominadas monómeros. Os polímeros são compostos químicos de elevada massa molecular relativa.

Na figura 11, com a razão a/c = 1,00 é visível a formação cristalina de menor densidade, evidenciando a estrutura porosa na pasta de cimento hidratado. Afirma o autor que os resultados obtidos não são representativos de toda a pasta de cimento hidratada, esta problemática está relacionada com o facto de serem realizadas sobre superfícies entretanto fracturadas, que normalmente ocorrem em zonas onde a coesão foi enfraquecida.

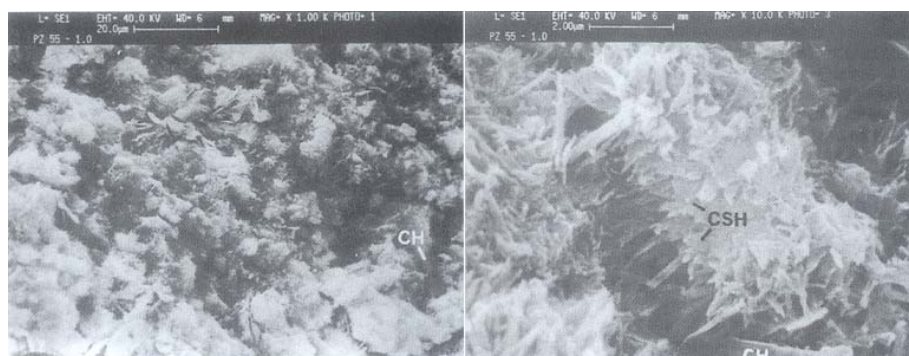


Figura 11 - Imagem da superfície do cimento hidratado fabricado a 20º com relação a/c=1,0 (Older, 2007)

Com objectivo de colmatar esta lacuna, foi desenvolvida a análise ao nível da escala micrométrica recorrendo ao EPMA^{xii}, permitindo efectuar a análise da composição num volume de pequenos micrómetros cúbicos numa pasta de cimento hidratada. O processo consiste sumariamente na determinação da composição ao longo de uma linha com intervalos de 5 µm, cujo resultado obtido se expressa na figura 12



Figura 12 – Determinação da composição dos óxidos no cimento Portland hidratado a/c 0,6 a 20 °C. Gráfico obtido pela leitura pelo EPMA (Micro análise por sonda electrónica) sobre uma superfície polida(Older, 2007)(adaptado)

^{xii} “Energy-dispersive electron probe microanalysis”, Micro análise por sonda electrónica

Com o objectivo de relacionar os produtos da hidratação do cimento Portland com a estrutura de porosa, importa a abordagem das diversas fases sólidas após o desenvolvimento da hidratação do referido cimento. Alguns autores, entre eles (Mehta, et al., 2006), identificam no cimento hidratado quatro fases sólidas ditas como principais:

- Silicato cálcico hidratado:
Abreviadamente designado por CSH, representa cerca de 50 a 60 % do volume de sólido na hidratação completa (Mehta, et al., 2006). Portanto representa a fase mais importante do processo. Morfologicamente é formado por uma rede reticular de fracas fibras cristalinas com várias formas. Anteriormente foi referida a justificação do termo CSH, também vulgarmente designado por gel. No entanto, devido à sua estrutura semelhante ao mineral natural tobermorite, o termo utilizado por alguns autores é tobermorite gel. Apresenta-se como uma estrutura de diversas camadas, com uma grande superfície, responsável pelos microporos. O modelo de Feldman-Sereda define o CSH como uma estrutura composta por uma matriz irregular de camadas que estão dispostas aleatoriamente e intercaladas, criando espaços de diferentes formas e tamanhos figura 13

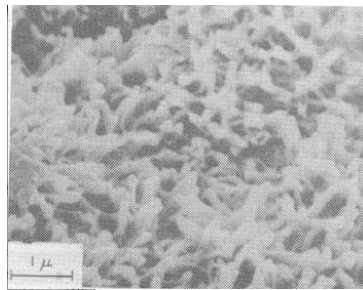


Figura 13 – Imagem de uma face de cimento Portland hidratado com 3 dias de idade - cristais de CSH (Mehta, et al., 2006)

- Hidróxido de cálcio:
Também designado por portlandite representa cerca de 20 a 25 % do volume sólido do cimento hidratado, e identifica-se por $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Tem tendência morfológica para formar grandes cristais hexagonais prismáticos. A sua forma de cristalizar depende fundamentalmente da temperatura de hidratação e das impurezas existentes. Devido à sua baixa superfície contribui pouco para a resistência mecânica em comparação com CSH (Mehta, et al., 2006). A figura 6 e figura 15 ilustram cristais típicos de hidróxido de cálcio formados no interior do poro.

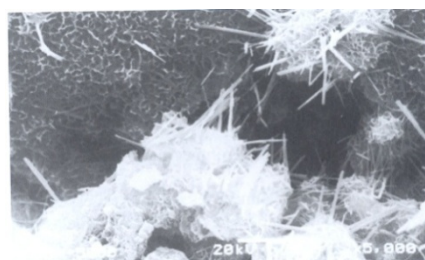


Figura 14 – Formação de cristais de etringite(Paulon, 2005)

- Sulfoaluminatos de cálcio hidratados:
Ocupam cerca de 15 a 20 % do volume sólido do cimento hidratado, desempenham, no entanto, um papel menor na relação propriedades *versus* microestrutura. Devido a condições favoráveis durante as primeiras fases da hidratação perante razões sulfato/alumina de natureza iónicas forma-se trissulfato hidratado $C_6AS_3H_{32}$, conhecido por etringite. Morfologicamente apresenta-se sob a forma de placas hexagonais de cristais. Como anteriormente foi referido, a etringite transforma-se eventualmente em mono-sulfato hidratado, o que torna o betão vulnerável ao ataque dos sulfatos. A etringite e o mono-sulfato contendo pequenas porções de ferro, poderão vir a ser substituídos por íões de alumínio na estrutura cristalizada. A observação microscópica electrónica permite a identificação de uma fase da evolução destes cristais (figura 13 e figura 14).

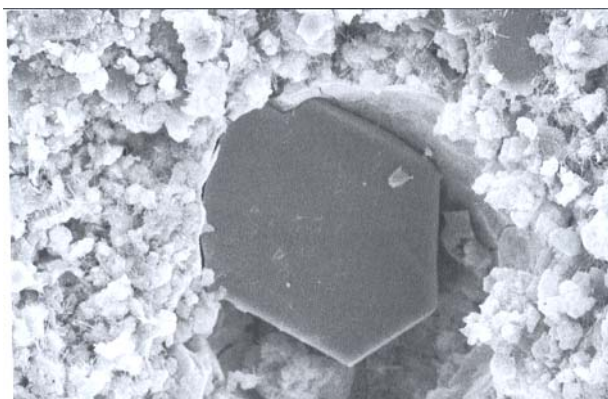


Figura 15 – Poro preenchido com cristal hexagonal de hidróxido de cálcio CH (Paulon, 2005)

- Grãos não hidratados de cimento:
Esta fase depende de factores relacionados com a dimensão do cimento anidro, do grau de hidratação e da razão água/cimento. No processo de hidratação e sua evolução intrínseca, as pequenas partículas dissolvem-se primeiro e as de maior dimensão tendem a diminuir de tamanho, devido ao espaço limitado entre as partículas. Como os produtos de hidratação tendem a cristalizar junto das partículas de cimento anidro ocorre uma aparente formação de revestimento em torno das partículas de cimento anidro. Em idades posteriores da evolução da hidratação e devido à falta de espaço disponível entre partículas, resulta a formação de um produto de hidratação muito denso, o que pode assemelhar-se morfologicamente às originais partículas de cimento anidro (Mehta, et al., 2006).

Como tem sido referido, a presença da água no cimento hidratado constitui um elemento caracterizador da componente física e morfológica do cimento endurecido. O cimento é higroscópico^{xiii}, devido ao seu carácter hidrófilo^{xiv} conjugado com a presença de poros sub-

^{xiii} Higroscópico - aquele que tem tendência em absorver água.

^{xiv} Hidrófilo - aquele que tem afinidade com a água

microscópicos (Neville, 2008). A presença da água está relacionada com a humidade ambiente, com destaque particular para os poros capilares que, devido à sua dimensão, (relativamente grande), estarão vazios quando a humidade relativa ambiente cair abaixo de 45%. Então a água é adsorvida nos poros do gel, mesmo em ambientes de muito baixa humidade. A água assume diversos compromissos com os componentes, na evolução da hidratação do cimento Portland, cuja presença se manifesta entre água livre até à água combinada quimicamente. Como situação intermédia, a água adsorvida é resultado da influência das forças de atracção oriundas da aproximação das moléculas à superfície da partícula sólida, na qual são adsorvidas fisicamente, e a água zeolítica (também conhecida como intersticial) que se fixa fortemente por acção do hidrogénio entre as camadas do CSH. Esta água só se perde quando a humidade relativa ambiente for inferior a 11%. (Mehta, et al., 2006).

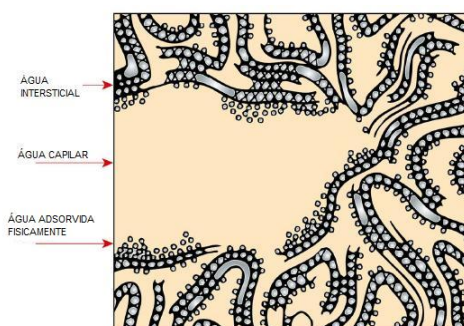


Figura 16 – Diagrama modelo dos tipos de água associado ao CSH (Mehta, et al., 2006)

A malha de água existente é parte integrante da água de cristalização, e não está associada quimicamente aos constituintes desta malha. Consideram os investigadores que são difíceis a determinação de como a água se distribui nos diversos estados da hidratação. Nem é fácil de prever, segundo as considerações teóricas formuladas, se a energia de ligação da água com os hidratos é da mesma ordem de grandeza da energia de ligação da água adsorvida (a energia de ligação é também conhecida por força de adsorção^{xv}) (Neville, 2008). A utilização da ressonância magnética nuclear na investigação permitiu concluir que a água do gel dispõe da mesma energia de ligação da água intersticial. Outras classificações da água presente no cimento Portland hidratado ou durante o processo de hidratação são referidas pelos autores. No entanto, as duas categorias que mais interessam considerar no processo evolutivo da hidratação são a água evaporável e a não evaporável. Esta distinção é feita com base no conceito de evaporação, que depende basicamente do conceito de tensão de vapor^{xvi} e temperatura a que o cimento estará sujeito. A quantidade de água não evaporável aumenta à medida que a hidratação evolui, mas numa pasta saturada esta água não será metade da água

^{xv} Adsorção significa a adesão de moléculas de um fluido (o adsorvido) a uma superfície sólida (o adsorvente); o grau de adsorção depende da temperatura, da pressão e da área da superfície. As forças podem ser químicas ou físicas.

^{xvi} À medida que a água se evapora para o ar seco, o vapor começa a exercer a sua própria pressão parcial, a que se chama tensão do vapor de água. A pressão atmosférica aumenta, porque é agora igual à soma das pressões exercidas, tanto pelo vapor de água, como pelo ar seco.

total presente. Contudo, numa pasta endurecida parcialmente hidratada, a água não evaporável representa 18 % da massa do material anidro. Esta proporção atinge os 23 % na hidratação completa (Neville, 2008).

2.4 Microestrutura da interface agregado cimento

Os investigadores muito cedo perceberam que os agregados não se comportam como inertes, designação anteriormente adoptada para as rochas e areia adicionados na composição do betão. As ligações de natureza física e química ao nível da interface do cimento com a superfície do agregado explicam entre outros a aderência, o comportamento do betão quanto à sua durabilidade e à sua resistência mecânica. Identificaram uma região com estrutura específica na vizinhança da superfície de contacto do agregado com a pasta de cimento Portland hidratado, que dispõe de uma configuração distinta da restante pasta de cimento hidratado. Trata-se efectivamente de uma zona que se difunde da superfície do agregado para o interior da pasta de cimento hidratado com espessura da ordem dos 50 μm (Paulon, 2005) (Older, 2007). Sabe-se que esta zona é bastante complexa e variável dependendo do tipo de cimento, do tipo de agregado e fundamentalmente da razão água/cimento. Define (Mehta, et al., 2006) três passos fundamentais para explicar a microestrutura na zona de interface do agregado-cimento:

- Primeiro, no betão fresco, formam-se filmes de água em torno das partículas dos grandes agregados. Será mais elevado junto ao agregado do que fora dele, e tanto maior quanto for o rácio água/cimento.
- Segundo, à semelhança da maior parte da pasta de cimento, o cálcio, sulfato, e iões de aluminato produzidos pela dissolução do sulfato de cálcio e dos compostos de aluminato de cálcio, combinam-se para formar etringite e hidróxido de cálcio. Devido à elevada relação água/cimento, estes produtos cristalizam em grandes dimensões nas proximidades dos agregados e formam um quadro mais poroso do que na maior parte da matriz de cimento. Os cristais de hidróxido de cálcio tendem a formar camadas orientadas com o eixo perpendicular à superfície do agregado.
- Terceiro, com a evolução da hidratação, uma pobre microestrutura cristalina de CSH e da segunda geração de pequenos cristais de hidróxido de cálcio e etringite, inicia o preenchimento dos espaços vazios que existem no anterior quadro criado pela grande estrutura de etringite e cristais de hidróxido de cálcio. Isso ajuda a melhorar a densidade e, portanto, aumenta a resistência da zona de interface.

A observação com recurso ao microscópio electrónico de varrimento, permitiu analisar a formação dos grandes cristais de hidróxido de cálcio (figura 17), tendo sido criado pelo autor um modelo para a zona de interface agregado cimento representado na figura 18.



Figura 17 - Imagem cristais de hidróxido de cálcio na zona de interface, obtidas pelo microscópio electrónico de varrimento (Mehta, et al., 2006)

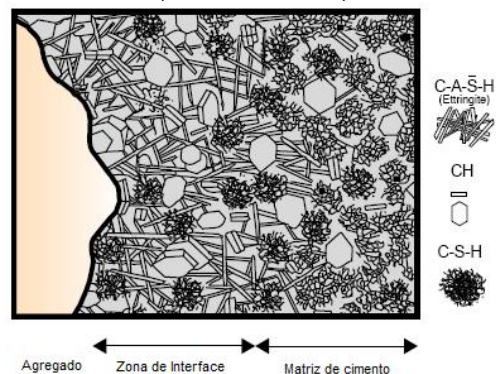


Figura 18 – Diagrama representativo do modelo de interface agregado cimento (Mehta, et al., 2006)

A maioria dos investigadores identifica uma fina camada de hidróxido de cálcio envolvendo de forma contínua a superfície do agregado. Foi sugerida a existência de uma segunda camada de CSH envolvendo a camada de hidróxido cálcio. Assim se justifica a adopção do nome filme duplo para a referida zona de transição agregado-cimento. A região do cimento endurecido que apresenta mais porosidade, é a que está nas imediações do referido filme duplo, e corresponde à zona de interface com o agregado que devido à formação de uma película de água na superfície do agregado, origina uma quantidade menos densa de partículas de cimento Portland nas imediações do agregado e durante a pasta fresca. Nesta zona enriquecida com hidróxido de cálcio e etringite secundários, precipitam iões que migram de zonas distantes para a zona de interface agregado-cimento (Older, 2007). Realça este autor a reacção química que tem origem em algum tipo de agregados utilizados na composição do betão, podendo ocorrer formações de carboaluminatos de cálcio na reacção do aluminato tetracálcico C_3A . O mesmo autor refere ainda a importância de algumas partículas de cimento dissolvidas fora da zona interface que poderão em parte ou na totalidade originar vazios de hidratos na zona de interface.

Segundo (Neville, 2008) e outros investigadores a presença do filme duplo em torno da superfície do agregado de maior dimensão, destacando a ausência de qualquer cimento anidro na zona de transição. A razão água/cimento nessa zona é mais elevada do que a introduzida

na produção do betão, devendo-se este facto a um fenómeno similar ao “efeito-parede”^{xvii} na superfície do agregado de maior dimensão, no entanto em menor escala. Originando menos cimento a hidratar na referida zona de transição e menos preenchimento dos vazios, com produtos decorrentes da hidratação do cimento Portland.

Devido ao elevado nível de porosidade, à orientação cristalina da portlandite e à grande superfície das faces dos cristais a microestrutura na zona de interface agregado-cimento, cria condições para a propagação da microfissuração, com reflexo para o interior da pasta de cimento. Sabe-se que nos dias de hoje são produzidos cimentos com aditivos, para minorar as consequências nefastas desta zona de transição.

Pese embora esta evolução, a zona de transição é considerada como sendo a parte mais fraca do compósito, uma vez que perante esforços externos, e por serem ali geradas as primeiras microfissuras, constitui a via preferencial para a penetração dos agentes agressivos do meio exterior, e assim condicionar a durabilidade das estruturas (Lawrence, 2007). Segundo este autor a microestrutura desta zona varia com a natureza do agregado de grande dimensão. Foram realizados diversos estudos conclusivos que permitiram evidenciar níveis de porosidade diferentes em cada tipo de rocha utilizada. Refere ainda o mesmo autor o aspecto relacionado com a água que, ao envolver a superfície do agregado, actua tal como uma parede lisa, gerando o “efeito parede” (anteriormente referido) cujo resultado é o aumento da porosidade imperfeita, aumentando com a razão água/cimento.

O segundo efeito que tende a aumentar a porosidade da zona de interface quando ocorre numa das faces do agregado, é a possibilidade dos produtos de hidratação se formarem em todas as direcções na referida zona. A difusão diferencial de espécies iónicas, resulta numa formação de cristais de etringite e portlandite relativamente grande nessa zona. Alguns investigadores questionam o grau de interferência da zona de transição e de como é afectada a resistência mecânica do betão. Efectivamente, concluíram que o papel da zona de interface, apesar de ter um efeito mensurável, pode ser ultrapassado pelas propriedades do cimento, do agregado e da heterogeneidade do betão.(Lawrence, 2007)

^{xvii} Efeito parede corresponde à formação de uma película de água na zona de interface.

3 PARÂMETROS RELACIONADOS COM A EVOLUÇÃO DA CARBONATAÇÃO

Durante muito tempo, projectistas e construtores de estruturas de betão centraram as suas preocupações nas propriedades relacionadas com a capacidade de resistência mecânica do material. Mais tarde, supostamente no início da segunda metade do século XX, são observadas acentuadas deteriorações visíveis nas superfícies do betão. Assim, nasce o novo conceito que depressa se transforma em preocupação: a durabilidade do betão. Constituem-se núcleos de investigação e interpretação dos fenómenos de degradação do betão armado. Foram investigados e desenvolvidos inúmeros estudos sobre a durabilidade do betão, muitos deles incidindo especificamente sobre o fenómeno da carbonatação.

3.1 A envolvente ambiental

Sabe-se que a carbonatação desenvolve-se e evolui em condições favoráveis de humidade relativa entre 50 % a 70 % segundo (Figueiredo, 2005) e (Neville, 2008), ou entre 40 % e 60 % para (Bentur, et al., 1997), sendo conhecido no meio científico o gráfico da figura 19. Entretanto, com o fluir dos tempos, novos factos relacionados com o ambiente conduzem a novos dados responsáveis pelo aumento e aceleração do estado de degradação das estruturas, entre outros o aumento de CO₂ e as constantes variações climáticas. O conjunto dos parâmetros meteorológicos e ambientais, actua sobre os mecanismos de transporte de fluidos nas superfícies e interior do betão, de acordo com padrões de ocorrência e evolução ao longo de sucessivos anos. O meio ambiente actua sobre o betão, interagindo com a microestrutura deste último. Entre outros identificam-se os seguintes principais parâmetros ambientais: humidade relativa, período e ocorrência das chuvas, orientação dos ventos e temperatura. Existem outros elementos relacionados com a poluição ambiental menos significativos, que de uma forma ou outra poderão também contribuir para a degradação do betão.

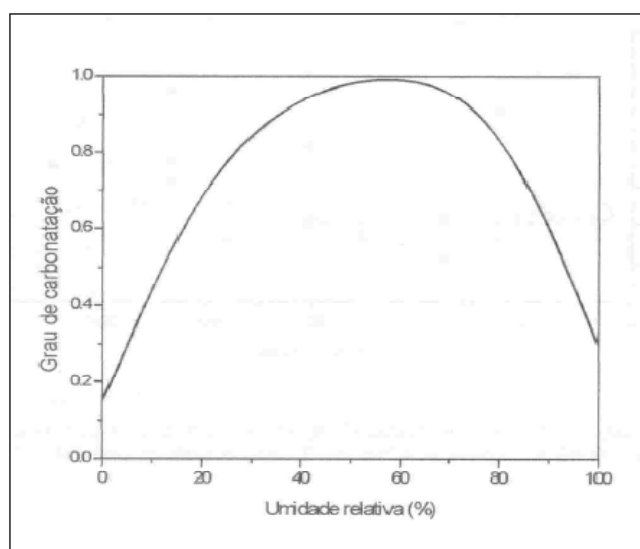


Figura 19 – Relação entre carbonatação e humidade relativa (Andrade, 1992)

Em termos genéricos, no que diz respeito aos parâmetros anteriormente identificados, a autora (Alcoforado, 1993) no seu trabalho de investigação sobre o clima de Lisboa refere para a temperatura uma evolução significativa no período de 1876 a 1976 (figura 20), com incidência nos meses de Inverno, verificando-se um aumento médio generalizado no Verão e aumento de frequência da Insolação, com especial incidência nos meses de Inverno. O anuário do INMG^{xviii} publica os valores de precipitação ocorrida entre 1951 a 1980, que traduzem o aumento de intensidade em períodos mais curtos. Acresce a expansão urbanística que influencia o clima da cidade, bem como a conseqüente rugosidade a influir nas vertentes qualitativas e quantitativas dos ventos. Esta matéria será objecto de análise específica para o caso de Lisboa, local onde incide o caso de estudo.

O ar nunca foi limpo no sentido de conter unicamente azoto (N_2), oxigénio (O_2), dióxido carbono (CO_2), água (H_2O) e gases inertes, porque existem fontes de poluição natural.

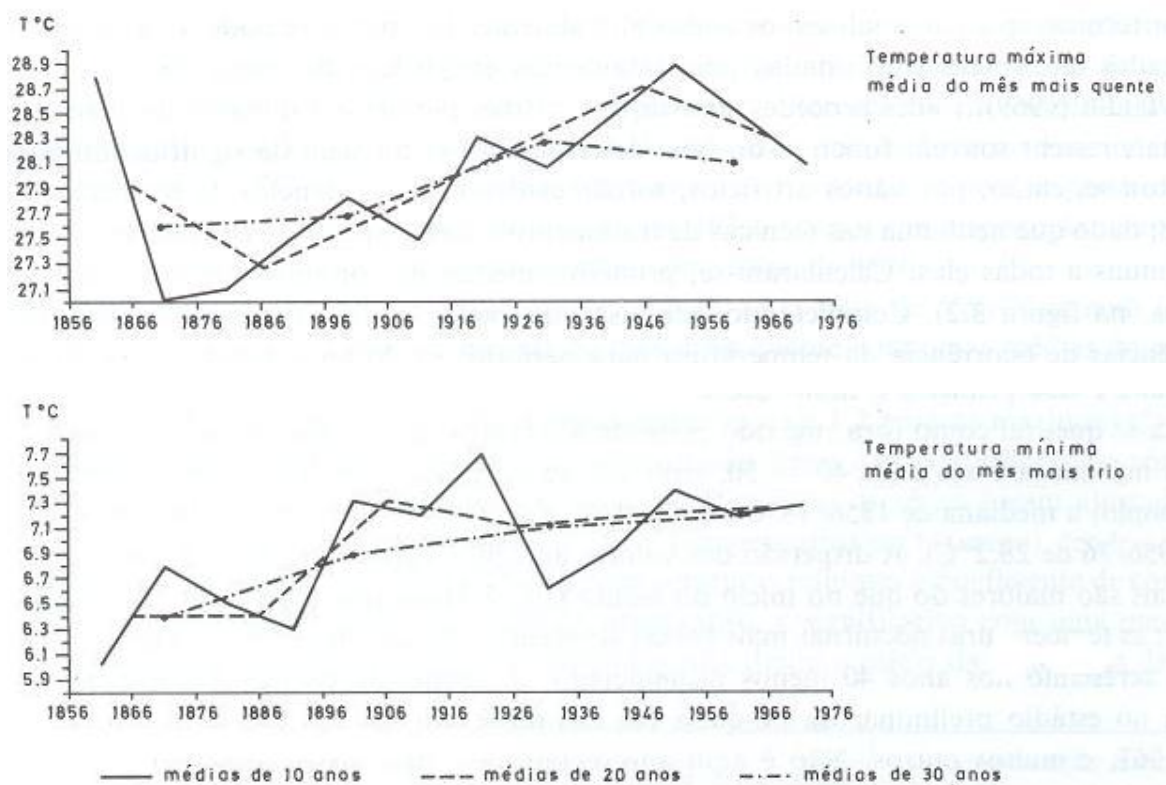


Figura 20 – Evolução da Temperatura em Lisboa (Alcoforado, 1993)

O Homem tem incrementado e intensificado os poluentes desde a revolução industrial. No entanto, no que respeita aos efeitos sobre os materiais, sabe-se até aos dias de hoje que os poluentes a considerar são o CO_2 , cloreto de hidrogénio (HCl), ácido fluorídrico (HF), dióxido de enxofre (SO_2), NO_x ^{xix} e produtos secundários formados a partir destes, ácido sulfúrico (H_2SO_4), o ácido nítrico (HNO_3) e o ácido carbónico (H_2CO_3) (Yates, 2003). Considera este autor, na caracterização do ataque dos poluentes do ar, que se deve ter em conta: o processo de

^{xviii} Instituto Nacional Meteorologia e Geofísica

^{xix} Produto resultante por exemplo da alta temperatura na queima de carvão

transporte, as concentrações, a química, o tipo de poluente, o período de tempo que permanecem na atmosfera e a distância percorrida, em estreita relação com as condições meteorológicas e os consequentes processos de deposição. Nestes, haverá ainda dois aspectos fundamentais a ter em conta: a deposição em ambiente húmido e em ambiente seco. O processo de deposição é complexo, estando envolvidos a velocidade de deposição, a combinação com a atmosfera e na essência do problema a resistência da superfície do material.

O gás mais abundante, dos constituintes minoritários da atmosfera é o CO_2 , que representa em média 320 ppm^{xx} ou seja 0,032 % em volume (Yates, 2003). Dos estudos realizados em 1990 o incremento anual em CO_2 estima-se em 0,1 a 0,3 % ao ano, estando directamente relacionado com o aumento do consumo de combustíveis fósseis. A dissolução do CO_2 na atmosfera produz $H_2CO_3(aq)$ que perante a anterior concentração numa chuva natural origina um pH próximo do 5,6. Este valor em zonas urbanas, de forte concentração de tráfego automóvel, poderá dar origem a valores mais baixos de pH. No entanto, as estruturas dos edifícios são directamente afectadas pelo CO_2 e pelos produtos resultantes dos combustíveis fósseis, entres eles o SO_2 .

Os mecanismos pelos quais o SO_2 , NO_x e CO_2 atacam o cimento e consequentemente o betão, dependem das suas concentrações relativas na atmosfera. Na realidade a concentração do CO_2 na atmosfera representa 10,000 vezes mais do que o SO_2 e NO_x . Daqui resulta que o dióxido de carbono terá efeitos mais significativos na carbonatação, e para este caso bastaria considerar uma boa espessura de recobrimento dos aços em paralelo com uma boa qualidade de betão. Contudo, a deposição do SO_2 e NO_x é responsável pela erosão das superfícies e microfissuração, provocando um efeito sinérgico com o CO_2 resultando no incremento da taxa de carbonatação. A figura 21, ilustra um exemplo do efeito deste tipo de erosão.

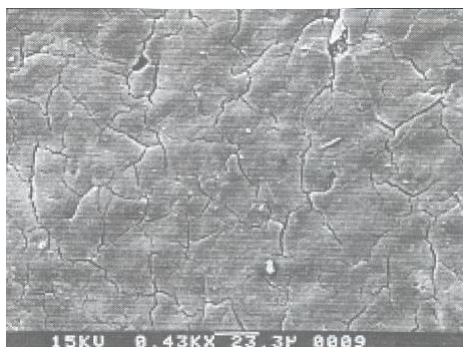


Figura 21 – Imagem microscópica de uma superfície de betão com sintomas de erosão(Yates, 2003)

3.2 As relações directas

A água é o veículo e um dos agentes responsáveis pela deterioração. Antes porém, o betão não é o único material vulnerável ao processo de deterioração físico e químico provocado pela água. Esta, é responsável pela deterioração da generalidade dos materiais sólidos (Mehta, et

^{xx} Partes por milhão, se representa na generalidade por 1 ppm = 1 mg/l no caso dos gases.

al., 2006). O betão, material utilizado nas edificações, resulta em primeira análise e no âmbito das suas propriedades mecânicas, como elemento de excelente durabilidade e de comportamento razoável à acção dos agentes externos. Como é sabido, o conceito durável está associado a outros parâmetros de natureza física e química. A inadequada durabilidade de um betão manifesta-se pela sua deterioração. Esta pode ter origem tanto em factores externos como em causas internas (Neville, 2008). Os ataques químicos externos ocorrem principalmente pela acção agressiva dos iões de cloretos, sulfatos ou dióxido de carbono assim como os gases de origem industrial e natural, podendo manifestar-se de forma directa ou indirecta. A deterioração raramente é devida a uma causa isolada; O comportamento do betão por si só muitas vezes é satisfatório, apesar de possuir algumas características indesejáveis. Mas com a introdução de um factor adverso de natureza externa, certamente irão ocorrer danos (Neville, 2008).

Na realidade, a capacidade de o betão actuar como uma barreira física contra a penetração dos agentes agressivos do ambiente não é perfeita, devido essencialmente ao contínuo sistema poroso e à tendência para a microfissuração (Yates, 2003). Esta pode ter diversas origens, como por exemplo: a precoce entrada em serviço de uma estrutura de betão armado, (acções de natureza mecânica e/ou física); microfissuração interna envolvendo a zona de interface agregado-cimento. Na evolução da carbonatação a microfissuração tem um papel importante, como seja a forma como esta interage com a penetração dos fluidos e com a porosidade do sistema, bem como a influência na formação e propagação da carbonatação.

A generalidade dos investigadores identifica na rede porosa do betão os macroporos, os microporos e a rede capilar. Esta rede porosa é a responsável pelo desenvolvimento do mecanismo de transporte de fluidos no cimento hidratado e conseqüentemente no betão (Coutinho, 2005). A figura 22, ilustra um esquema de distribuição dos poros na pasta de cimento Portland. Tal como foi referido no capítulo anterior, a quantidade e dimensão de poros capilares depende essencialmente da razão água/cimento, do grau de hidratação assim como do tipo de cimento utilizado, sendo três os fluidos responsáveis e relevantes para a durabilidade do betão: a água, pura ou combinada com iões agressivos, o dióxido de carbono e o oxigénio (Neville, 2008).

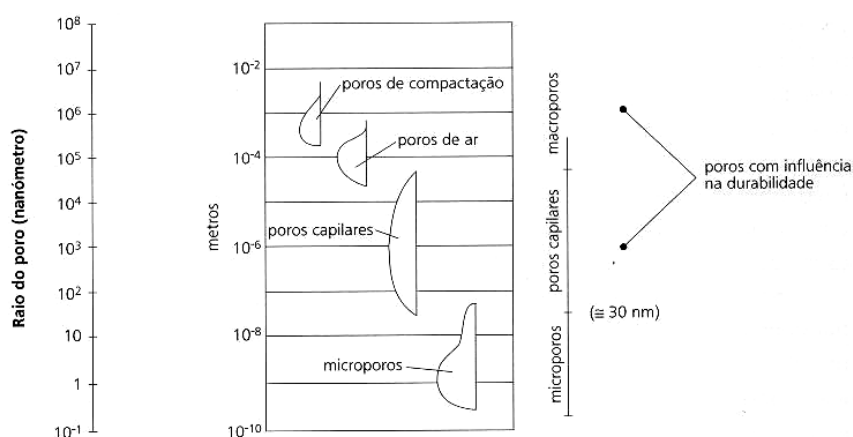


Figura 22 – Esquema representativo da distribuição de poros (Coutinho, 2005)

Assim torna-se imperativo o conhecimento de como estes fluidos penetram e circulam no betão. Este fenómeno é vulgarmente conhecido por permeabilidade^{xxi}, está associado à porosidade^{xxii}, e intimamente relacionado com a origem desta última. A porosidade influencia de modo decisivo o transporte dos fluidos. Para a permeabilidade é relevante a estrutura do cimento endurecido, a natureza do sistema de poros, bem como a zona da interface agregado-cimento (Neville, 2008). Refere este autor que a zona de interface ocupa entre 1/3 a metade do total do volume do cimento endurecido. Sabe-se que dispõem de uma microestrutura diferente da restante zona do betão e depende da razão água/cimento e do grau de hidratação. É no entanto aí, que terá início um tipo de microfissuração (figura 23 e figura 24).

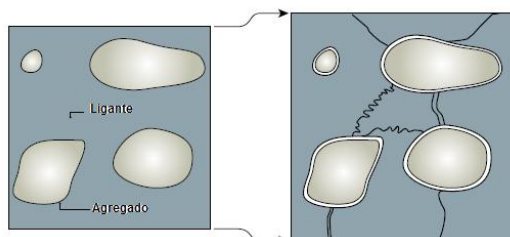


Figura 23 – Modelo típico da zona de interface agregado-cimento com microfissuração (Mehta, et al., 2006)

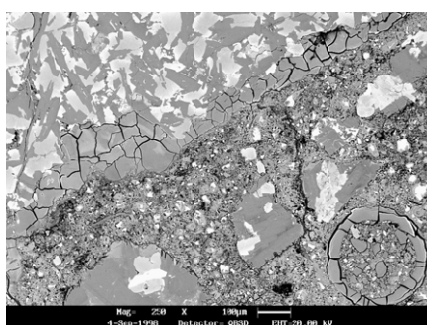


Figura 24 – Imagem da microfissuração em torno do agregado (Mehta, et al., 2006)

Devido a este facto, a zona de interface oferece um especial contributo para a permeabilidade do betão. Constatou ainda o autor que apesar de esta zona dispor de maior porosidade, esta é controlada pela massa de cimento endurecido. Além disso, é originado um caminho tortuoso provocado pela presença dos agregados no movimento dos fluidos. Os poros que influenciam a permeabilidade possuem diâmetros entre 120 nm a 160 nm, apresentando continuidade, ou seja porosidade aberta. Existe um outro grupo de poros, os microporos, ineficazes ao fluxo dos fluidos. Estes contêm água adsorvida, embora exista conectividade entre eles (Neville, 2008). A conectividade dos poros capilares está dependente da razão água/cimento e do grau de hidratação, e em situações de elevado grau de saturação poderá ocorrer a formação de gel, segmentando os poros capilares, o que originará um betão mais durável (Coutinho, 2005). O agregado também apresenta porosidade sendo esta intrínseca do material. Esta é no entanto

^{xxi} A permeabilidade no sentido restrito, diz respeito ao caudal escoado através de um sistema poroso, em condições de saturação, causado por um gradiente de pressão.

^{xxii} Porosidade é a característica de um material armazenar fluidos em seus vazios interiores, os poros. A matéria é descontínua. Isso quer dizer que existem vazios (poros) entre as partículas que formam qualquer tipo de matéria.

descontínua e na fase do cimento endurecido o agregado está envolvido pelo cimento, pelo que não contribui significativamente para a permeabilidade. Devido às diferentes espécies de poros, importa sobretudo estabelecer as diferenças de conceito quanto à porosidade e permeabilidade, e assim explicar a influência destes factores na carbonatação e respectivas propriedades do betão.

A porosidade é uma medida de proporção do volume total de betão ocupado por poros, normalmente expresso em percentagem. Se a porosidade é elevada e os poros têm continuidade, então existem boas condições de transporte de fluidos, logo grande permeabilidade. Por outro lado, se não existe continuidade, ou seja a porosidade é fechada, então a permeabilidade será baixa ou nula, mesmo que a porosidade seja elevada. A porosidade da matriz de cimento e da zona de interface agregado-cimento está intimamente relacionada com a resistência mecânica do betão, e consequentemente com a razão água/cimento. Serão também de considerar as condições de transporte, colocação, compactação e cura do betão (Mehta, et al., 2006). O autor estabelece a relação inversa entre a porosidade e a resistência mecânica do betão, facto demonstrado por diversas experiências. Na figura 25 representa-se um betão de cura normal composto por agregados comuns e cimento corrente, na qual é possível observar que à medida que a porosidade aumenta diminui a resistência à compressão.

A permeabilidade mede o caudal transportado sob uma pressão diferencial. A permeabilidade considera-se parte intrínseca do mecanismo de transporte dos fluidos, gerado pela rede de macroporos, já que os microporos, pela sua dimensão e características não influenciam o citado mecanismo. De conceito e significado próprio, a permeabilidade é uma propriedade que mede o escoamento de um fluido através de um meio poroso por unidade de área, de espessura e de tempo^{xxiii}.

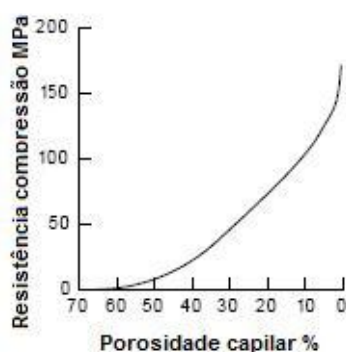


Figura 25 – Relação porosidade - resistência (Mehta, et al., 2006)

^{xxiii} O coeficiente de permeabilidade K é expresso em m/s que resulta: do quociente entre o caudal escoado Q (m³/s) e a unidade de área total A (m²), do gradiente hidráulico obtido do quociente entre a coluna de água H (m) e o percurso percorrido pela água L (m), considerando os parâmetros da viscosidade dinâmica do fluido, a densidade do fluido e a aceleração da gravidade. Sendo o fluido a água, o regime de escoamento constante regido pela Lei de Darcy, de acordo com a seguinte formulação simplificada: $\frac{Q}{A} = K \frac{H}{L}$ (Neville, 2008)

A permeabilidade está relacionada com a capacidade de penetrabilidade do betão, associando-se a esta a difusão e a absorção (sucção capilar). Todas elas desempenham um papel específico no mecanismo de transporte dos fluidos. O autor (Neville, 2008) refere que o coeficiente de difusão do dióxido de carbono é função da humidade relativa do ambiente, da porosidade do cimento endurecido, e ainda da resistência à compressão do betão. Este coeficiente muda também com a idade, atendendo a que o sistema de poros do betão se altera com a evolução da hidratação. O coeficiente de difusão do oxigénio através do betão é fortemente afectado numa cura húmida devido à presença significativa de água nos poros, e a cura prolongada reduzirá pois este coeficiente. A difusão do oxigénio num betão totalmente hidratado nas condições de humidade relativa de 55 % é inferior a $5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}^{\text{xxiv}}$, enquanto para um betão mal hidratado ronda os $50 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (Neville, 2008).

Sendo a difusão um mecanismo de transporte de matéria resultante do movimento aleatório de partículas (Coutinho, 2005), o dióxido de carbono e o oxigénio existente no ar dos poros são transportados ao nível da película de água existente nas paredes dos poros. Como consequência de um aumento de humidade relativa reduz-se o ar disponível e a difusão vai diminuindo. Logo, a difusão daqueles gases pode anular-se com a saturação do sistema de poros no cimento hidratado. Tal como na permeabilidade, a difusão é baixa para uma baixa razão água/cimento. No entanto, para afectar a difusão, esta relação tem de ser muito menor comparando com a que influencia a permeabilidade (Neville, 2008).

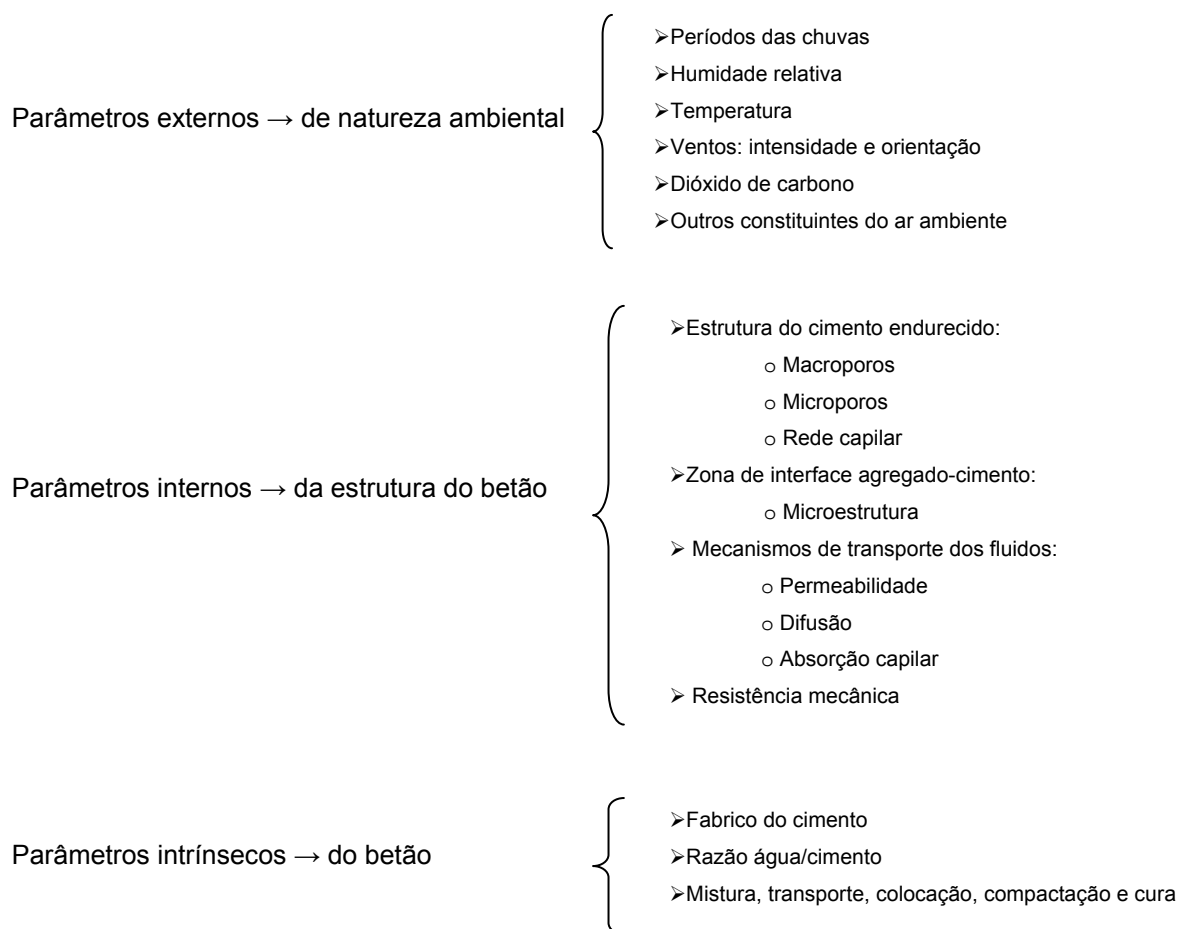
A absorção capilar está relacionada com os ciclos de humidade e secagem a que as superfícies do betão estão sujeitas. Este facto assume especial importância nos casos em que as peças de betão estão em contacto directo com o meio exterior, ou quando existe uma fraca camada de betão de recobrimento sobre as armaduras. Durante os períodos de chuvas, ocorre a entrada de água na rede porosa a partir das superfícies em contacto com exterior, essencialmente devido a forças capilares resultantes da diferença de pressão entre o exterior e a superfície dos poros capilares, dependendo da sua dimensão e estrutura (Coutinho, 2005). Estas forças resultam da tensão existente entre a superfície da água e as paredes dos poros, e são influenciadas pela humidade interna do betão. O interesse deste mecanismo está associado ao betão de recobrimento das armaduras, zona onde ocorre grande parte dos fenómenos de degradação relacionados com o processo da carbonatação.

A absorção capilar é distinta da absorção, no sentido directo do termo. Este último corresponde ao volume de poros obtido em percentagem após imersão de um provete. No entanto, devido à dispersão dos valores obtidos, estes não são utilizados para avaliação da qualidade do betão. Refere (Neville, 2008) que na maioria dos betões de boa qualidade este valor é muito abaixo dos 10%, em massa^{xxv}.

^{xxiv} Valor do coeficiente de difusão

^{xxv} Cálculo obtido pelo volume ocupado pela água, utilizando a diferença entre a densidade da água e do betão, ou seja a medição em percentagem, o aumento da massa é expresso em função da massa do provete seco.

Sistematizando os parâmetros envolvidos, poder-se-ia considerar:



3.3 A carbonatação: formação e factores

Num contexto simplificado, carbonatação é a designação adoptada na formação do carbonato de cálcio resultante da reacção do dióxido carbono com o hidróxido de cálcio, com a conseqüente redução de pH e volume de poros. Como anteriormente foi referido o CO₂ está presente no ar, representa cerca de 0,03 % em volume à pressão atmosférica e a sua solubilidade em água é aproximadamente 0,00054 g/l, dando origem a uma solução de ácido carbónico que apresenta valor com pH = 5,7 (Eglinton, 2007). Na realidade estando o CO₂ presente no ar entra na mistura no acto de fabrico do betão interagindo com a hidratação do cimento. No entanto, o agente agressivo é o ácido carbónico uma vez que o CO₂ não é reactivo (Neville, 2008).

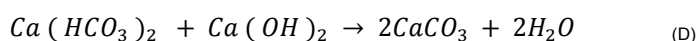
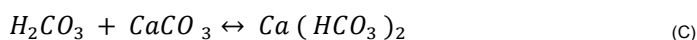
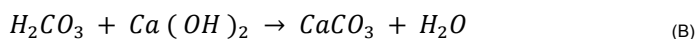
Por outro lado, sabe-se que nos grandes centros urbanos os valores do dióxido carbono podem atingir 1% e em túneis de circulação automóvel poderá ser superior. Daí que a taxa de carbonatação estará relacionada com a concentração do CO₂ no ambiente, mas também com a relação água/cimento, com os mecanismos de transporte e o sistema de poros do cimento endurecido. A tabela 3 apresenta alguns valores da solubilidade do dióxido de carbono a diferentes pressões atmosféricas, relacionados com a dissolução do carbonato cálcio em solução saturada e respectivo pH.

CO ₂ na atmosfera (% vol)	CO ₂ Dissolvido a 18° C (g/l)	Valor pH	Solução saturada com CaCO ₃	
			CaCO ₃ dissolvido (g/l)	Valor pH
0	-	-	0,0131	10,23
0,03 – ar normal	0,00054	5,72	0,0627	8,48
0,30	0,0054	5,22	0,138	7,81
1,00	0,19	4,95	0,2106	7,47
10,00	0,18	4,45	0,4689	7,47
100,00	1,8	3,95	1,577	6,13

CO₂ na pressão atmosférica

Tabela 3 – Solubilidade do dióxido de carbono a várias pressões atmosféricas (Eglinton, 2007)

A água pura^{xxvi} é o único elemento a ter uma acção solvente no betão: dissolve o hidróxido cálcio na proporção de 1,2 g/l, podendo ocorrer lixiviação^{xxvii} da cal. Este mecanismo causa a deterioração progressiva do betão de cimento Portland, quando este está sujeito a passagem da água por longos períodos. A acção agressiva da água é incrementada quando contém dióxido carbono no estado livre. Nesta situação ocorre não uma reacção, mas uma série de reacções químicas (Eglinton, 2007). Afirma este autor, que inicialmente o dióxido de carbono reage com hidróxido de cálcio, (A) e (B), para formar carbonato de cálcio insolúvel. Na presença do dióxido de carbono no estado livre, forma-se uma quantidade considerável de hidrogenocarbonato^{xxviii} de cálcio solúvel, que não irá dissolver o carbonato de cálcio no caso de reagir com hidróxido de cálcio, (D), de acordo com a sequência das seguintes reacções simplificadas:



De acordo com o que se indicou, a equação (C) é reversível e depende das condições existentes. A reacção dá-se no sentido directo, enquanto o hidrogenocarbonato de cálcio permanecer na solução, sendo para tal necessário algum CO₂, livre. Se qualquer elemento se perder (CaCO₃, H₂CO₃)^{xxix}, a reacção processa-se no sentido inverso, o carbonato de cálcio precipita, enquanto o CO₂ suficiente é libertado para estabilizar o restante hidrogenocarbonato de cálcio presente na solução (Eglinton, 2007). Da análise de equilíbrio do CO₂, na água, há que distinguir entre o dióxido de carbono livre e o “agressivo”.

^{xxvi} Água pura apresenta um pH = 7, tem o seu ponto de fusão a 0° C, ponto de ebulição a 100° C, incolor, inodora, insípida

^{xxvii} Lixiviação é o processo de extracção de uma substância sólida através da sua dissolução num líquido.

^{xxviii} Um exemplo ocorre no caso das chamadas águas duras, características das regiões calcárias, aquelas são ricas em hidrogenocarbonato de cálcio, Ca(HCO₃)₂. Nas grutas calcárias, por evaporação da água, o hidrogenocarbonato de cálcio transforma-se em carbonato de cálcio, componente principal das estalactites e das estalagmites. Esta reacção é uma reacção de precipitação.

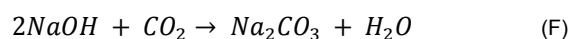
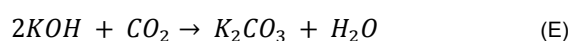
^{xxix} De acordo com o princípio de Le Châtelier “se um sistema em equilíbrio for perturbado exteriormente, o sistema ajusta-se de forma a minimizar as perturbações”

O CO_2 é livre quando surge em quantidade para além da que é necessária para formar hidrogenocarbonato de cálcio. O CO_2 livre é necessário para estabilizar o hidrogenocarbonato de cálcio, no entanto é incapaz de efectuar mais solução de carbonato de cálcio, não sendo por isso agressivo. Além disso, a quantidade exigida vai aumentar com a quantidade de hidrogenocarbonato de cálcio em solução. O CO_2 é “agressivo”, quando é capaz de dissolver carbonato de cálcio, consequência de os reagentes de (A) e (B) interagirem com os produtos de (D), e por CO_2 estar presente em quantidade inferior à necessária para estabilizar o equilíbrio do $Ca(HCO_3)_2$ existente. Contudo, esta quantidade é inferior à necessária para o estabilizar do $Ca(HCO_3)_2$ existente na solução. O autor (Eglinton, 2007) desenvolve este estudo para explicar o fenómeno da carbonatação em estruturas de betão em que uma face está sujeita a pressão da água e a face oposta estará em contacto com o ar ambiente. A título de exemplo, refere-se o caso das paredes de reservatórios de água ou o caso de paredes em caves de edifícios sujeitos à pressão da água.

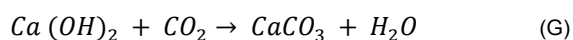
Sobre a carbonatação e fenómeno físico-químico do betão o autor (Neville, 2008) dá ênfase aos seguintes aspectos:

- Dos produtos de hidratação do cimento Portland apenas um será fundamental na reacção com o CO_2 , o hidróxido de cálcio $Ca(OH)_2$, cujo produto inicial da reacção é o carbonato de cálcio;
- Outros produtos da hidratação poderão ser decompostos entre eles a sílica, aluminatos e óxido de ferro, todos em menor grau ou significado para o processo em si;
- A total decomposição química do cálcio é possível, mesmo para baixas concentrações de CO_2 presente na atmosfera. No entanto na prática não constitui problema;
- É possível ocorrer a carbonatação do silicato cálcico hidratado CSH, dando lugar à formação de carbonato de cálcio, resultado de uma segunda reacção que ocorre quando se esgota o hidróxido de cálcio. Forma-se a designada sílica gel, com uma estrutura de largos poros da ordem dos 100 nm que facilitam a evolução da carbonatação.

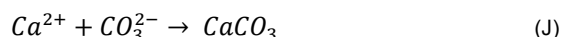
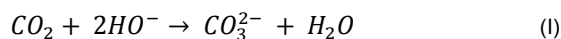
Após a difusão do CO_2 , ocorre a dissolução em fase líquida intersticial do betão, reagindo o CO_2 com os compostos alcalinos hidratados do cimento. O ácido carbónico H_2CO_3 , o dióxido de enxofre SO_2 , e o gás sulfídrico H_2S intervêm como constituintes da atmosfera igualmente com capacidade para produzir reacções (Figueiredo, 2005), que se desenvolvem com os silicatos e aluminatos do cimento (Salta, 1990). Assim, de acordo com esta autora, a reacção com os hidróxidos alcalinos traduz-se pelas seguintes equações:



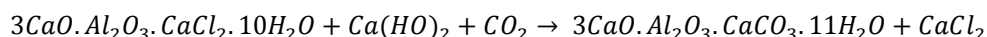
Na reacção do dióxido de carbono com o hidróxido de cálcio:



Na fase intersticial, ou aquosa (Figueiredo, 2005), após a reacção (E) e (F) :



As equações (G) e (I) precedem as reacções com os hidróxidos alcalinos e a natural dissolução do dióxido de carbono pela dissociação dos iões bicarbonato HCO_3^- em iões hidrogénio (H^+) e iões carbonato CO_3^{2-} . Refere o autor que os iões HO^- e Ca^{2+} são obtidos pela dissolução do CaO , H_2O e da decomposição das fases hidratadas dos silicatos e aluminatos. O carbonato de potássio e carbonato de sódio resultantes das reacções (E) e (F) são libertados após reagirem com o hidróxido de cálcio, com os silicatos e aluminatos podendo reagir novamente com o dióxido de carbono. Pode-se ainda referir que as reacções (E), (F) e (G) são as principais responsáveis pelo abaixamento do pH do meio (Salta, 1990), e que a decomposição provocada pelo dióxido de carbono sobre os cloroaluminatos produz a libertação de iões de cloreto sendo estes os responsáveis pela iniciação da corrosão das armaduras, com reacção do tipo:



A generalidade dos autores retrata a carbonatação como um processo que desencadeia a diminuição de iões Ca^{2+} existentes no sistema de poros, conduzindo à dissolução do $Ca(OH)_2$ e conseqüentemente a uma difusão do interior para a superfície de iões Ca^{2+} . Este processo de migração dos iões Ca^{2+} atinge posteriormente o equilíbrio na frente de carbonatação, quando todos estes iões estão ligados com os iões carbonato (anteriormente livres (J)). O produto resultante $CaCO_3$ por ser pouco solúvel precipita, preenchendo os vazios, tornando o betão mais denso e inevitavelmente, mais lenta a difusão de CO_2 . A título ilustrativo, a figura 26 representa uma superfície de betão em estado avançado de degradação, observada com recurso ao microscópio electrónico de varredura.

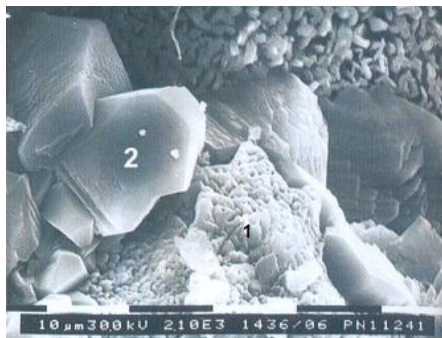


Figura 26 – (2) e (1) Carbonato de cálcio em diferentes estados, alojados em vazios (Silva, 2005)

A carbonatação por si não constitui causa de deterioração do betão mas os seus efeitos são importantes. Estes efeitos reflectem-se essencialmente na durabilidade do betão pela redução do pH nos poros do cimento Portland endurecido, cujos valores variam dos 12,6 / 13,5 até aos 9. Quando do hidróxido de cálcio está completamente carbonatado o pH pode assumir valores da ordem de 8,3 (Neville, 2008). Ocorre progressivamente a partir da face exterior do betão em contacto com o CO_2 , para o interior com uma taxa decrescente através do mecanismo de difusão incluindo as zonas já carbonatadas da superfície de betão. Essa difusão é um processo lento, se os poros na pasta de cimento hidratado estão preenchidos com água, isto porque a difusão do CO_2 na água é da 4ª ordem de grandeza mais lento do que no ar (Neville, 2008). Além disso, se existe água suficiente nos poros, o CO_2 permanece no estado gasoso e não vai reagir com o cimento hidratado. O que significa que a taxa de carbonatação, cujo significado e determinação será abordado em próximo capítulo, varia com o teor de humidade do betão e a distância à superfície.

O autor (Neville, 2008), refere o caso particular em que a superfície do betão, exposta a humidade variável, com períodos prolongados de molhagem, a taxa de carbonatação é reduzida devido a um abrandamento da difusão do CO_2 através dos poros entretanto saturados. Inversamente, as superfícies de uma estrutura abrigada, são submetidas à carbonatação a um ritmo mais intenso do que aquelas expostas à chuva. Na realidade no interior dos edifícios as taxas de carbonatação podem ser elevadas, mas não há grande risco de ocorrer corrosão do aço embebido, a menos que o betão seja posteriormente sujeito a ciclos de molhagem e secagem.

Um exemplo desta situação pode ocorrer quando a água penetra através do revestimento de um edifício até chegar à zona interior carbonatada do betão, sendo o teor de humidade do betão um parâmetro de grande influência.

Assim sendo, num mesmo edifício em que foi aplicado o mesmo betão em todos os elementos estruturais, pode existir uma grande variação de profundidade de carbonatação, para a mesma idade. Ou seja, as paredes mais expostas à chuva terão menor profundidade de carbonatação, bem como para as paredes completamente secas e sujeitas a forte insolação. As pequenas variações de temperatura podem ter pequenos efeitos na carbonatação. No entanto, as superfícies expostas à luz solar, sob variações elevadas de temperatura incrementam a taxa de carbonatação (Neville, 2008). Estes parâmetros estão além disso directamente relacionados com a humidade do betão, como foi referido. O factor temperatura ambiental é de vital importância nas reacções químicas, (Bentur, et al., 1997) demonstra no gráfico da figura 27, para uma razão água/cimento de 0,5 após 15 meses de exposição a uma variação de temperatura ambiente de 20 ° a 30 °, a profundidade de carbonatação aumentou de 50 % a 100 %.

Em face do exposto (Neville, 2008) afirma que a maior profundidade de carbonatação pode ser dobro da menor profundidade para um mesmo edifício, com elementos de betão em diferentes localizações.

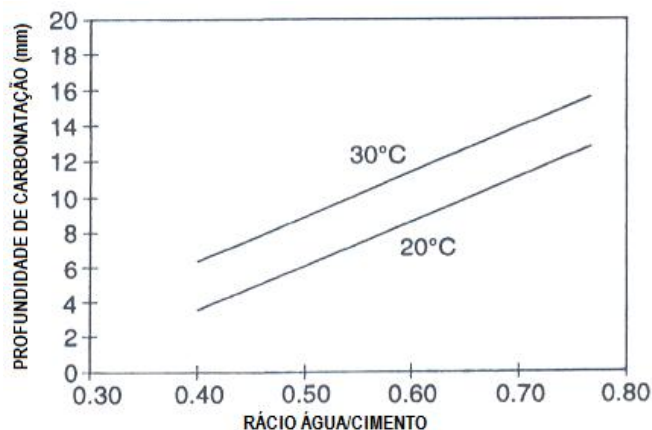


Figura 27 – Efeito da temperatura na profundidade de carbonatação função do rácio A/C (Bentur, et al., 1997)

Com o objectivo de ilustrar este facto o autor apresenta o gráfico da figura 28, que aglutina um estudo realizado em peças de betão expostas ao ambiente. Foram utilizadas as médias das razões água/cimento 0,45, 0,60 e 0,80 com tempos de cura húmida de 7 dias, cujos resultados foram determinados até um período de 16 anos.

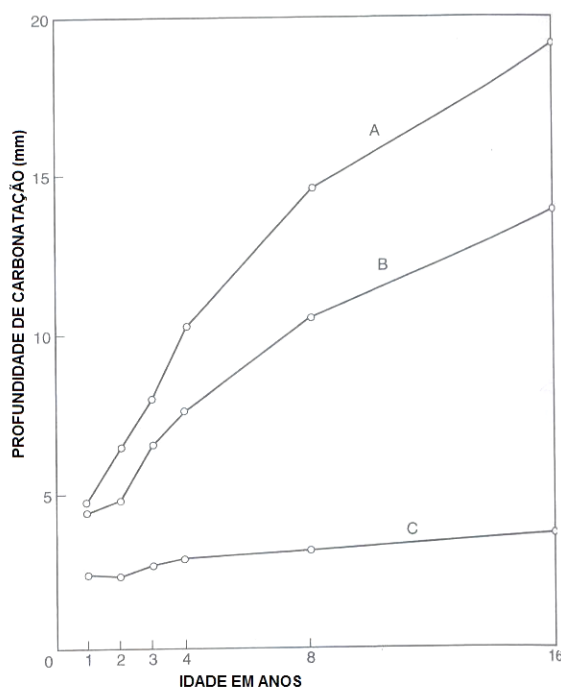


Figura 28 – Evolução da carbonatação ao longo do tempo sob diferentes condições de exposição: (A) a 20° C e 65% humidade relativa;(B) exteriores protegidos por cobertura; (C) superfícies horizontais exteriores.(Neville, 2008)

O principal factor que influencia a carbonatação, considera (Neville, 2008) ser a difusão, sendo esta, função do sistema de poros que possibilita a difusão do CO_2 . Seguem-se o tipo de cimento, a razão água/cimento e o grau de hidratação. Refere também este autor que todos os factores têm influência na resistência mecânica do betão, e acaba por afirmar que sendo isto um facto globalmente verdadeiro, trata-se de uma simplificação inadequada. Assim, sugere, em alternativa ao uso da resistência mecânica como um parâmetro de avaliação da carbonatação, expressar esta em função do rácio água/cimento, do teor de cimento, ou de ambos. No

entanto, não existe base física para analisar o teor de cimento, uma vez que a razão água/cimento é determinante. Tal abordagem não tem pois maior validade do que o uso da resistência mecânica, como um parâmetro. Na verdade, nem a resistência mecânica, nem a razão água/cimento são informativos da microestrutura do cimento endurecido na superfície do betão, lugar onde ocorre a difusão de CO_2 .

Um factor com grande influência sobre a zona exterior é a história da cura do betão. O efeito da cura sobre a carbonatação do betão é substancial e muito significativo. Outros investigadores têm relatado que o aumento do período de cura molhada a partir de 1 dia até aos 3 dias reduz a profundidade de carbonatação em cerca de 40 %. O autor (Neville, 2008) refere ainda, que a exposição ao ar livre das superfícies de betão, em muitas partes do mundo sujeitas a longos períodos de alta humidade, pode contribuir para uma hidratação contínua do cimento, assim como um período de cura retardado. Na generalidade dos casos, pode-se afirmar que o efeito de uma cura inicial inadequada, pode facilitar o processo de carbonatação ao longo dos anos, em resultado da formação de uma microestrutura do cimento endurecido na superfície exterior do betão que vai facilitar a difusão de CO_2 .

Apesar da grande variação na taxa de carbonatação em função dos locais, pelas razões expostas anteriormente, a profundidade de carbonatação deveria tornar possível garantir dentro da vida útil e de serviço destinado a uma estrutura, um valor menor do que o recobrimento do aço adoptado na execução dessa estrutura. O autor (Neville, 2008) considera que a profundidade necessária de recobrimento e a qualidade real do betão são interdependentes, na medida em que o reforço da protecção está em causa. Assim sendo, na fase de concepção, deverão ser escolhidos em conjunto.

4 INFLUÊNCIA NAS ARMADURAS

Entre os agentes envolvidos no sector da edificação e investigadores, é consensual a excelente capacidade do betão para passivar o aço das armaduras. A durabilidade de uma estrutura de betão armado ou pré-esforçado pode depender da corrosão do aço das armaduras, quando o betão não cumpre a sua função protectora (Coutinho, 2005). São conhecidos casos em que as estruturas de betão armado e pré-esforçado apresentam estados de degradação precoce, com todas as consequências inerentes e, por vezes, com elevados custos. Estes factos foram para o período em estudo (após os anos 50) descurados (com especial ênfase para o parque habitacional edificado) em fase de projecto e em fase de execução. Podem-se além disso referir as estruturas pré-fabricadas, para as quais foram adoptadas baixas espessuras de recobrimento das armaduras com o objectivo de fabricar peças de betão com grandes esbeltezas.

O betão, como foi referido anteriormente, dispõe de um meio de elevada alcalinidade com o pH entre 12,5 a 13,5 (Coutinho, 2006). Esta alcalinidade resulta da solução intersticial existente no sistema de poros, o qual poderá estar preenchido por hidróxido de cálcio, formado durante a hidratação, bem como dos alcalis^{xxx} do cimento. O ambiente alcalino confere às armaduras nele embebidas uma película envolvente de protecção. A este processo, dá-se o nome de “passivação” devido exactamente a essa forte alcalinidade (Coutinho, 2005). Segundo a autora, esta película resulta da formação de uma camada microscópica de cerca de 10 nm (10^{-9} metros) de espessura, que irá impedir a dissolução do ferro, essencialmente formada por compostos complexos de ferro e cálcio contendo iões de OH^- e CO_3^{2-} , óxidos de ferro Fe_2O_3 , Fe_3O_4 e moléculas de água. Estas características impedem o aço de entrar em estado de corrosão, pois a camada protectora desempenha a função de barreira ao contacto dos agentes agressivos do meio com a superfície metálica.

No capítulo anterior referiu-se o processo de carbonatação do betão, considerado benéfico do ponto vista mecânico e químico, não o sendo quanto à manutenção do meio e consequentemente estabilidade do aço (Salta, 1990). Na realidade, o processo de consumo do hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) pelo dióxido de carbono (CO_2) dá origem à diminuição do pH, podendo ter lugar o início do mecanismo de corrosão. Não são considerados significativos, dadas as pequenas quantidades, os hidróxidos de sódio e potássio existentes. No instante em que o betão na zona onde se encontra o aço embebido esteja totalmente carbonatado e o pH próximo de 8, estarão criadas as condições da chamada “despassivação” das armaduras, dando origem à formação de produtos da corrosão (figura 29).

^{xxx} Substâncias que formam sais depois de combinadas com ácidos (sódio e potássio)

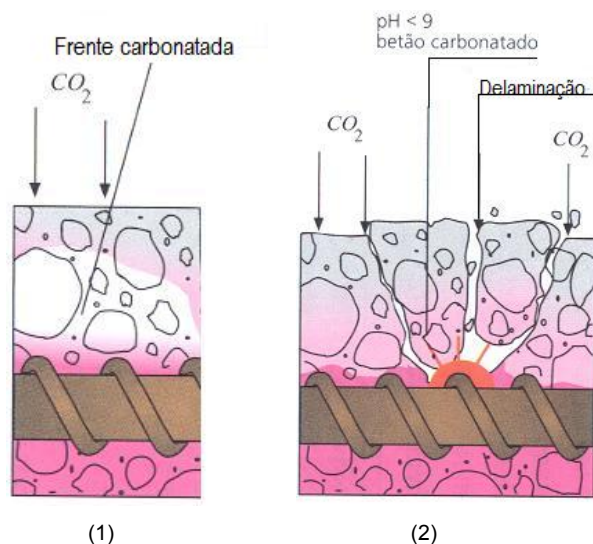


Figura 29 – Esquema típico de frente carbonatada (Coutinho, 2005) (adaptado)
 (1) - Betão carbonatado (2) – Armadura oxidada e consequente delaminação

4.1 Mecanismo da corrosão

Atribui o autor (Costa, 2000) bem como a generalidade dos autores até ao momento referidos, duas fases distintas ao mecanismo da corrosão:

- Fase de iniciação: que corresponde ao período inicial onde ocorre a penetração dos agentes agressivos no betão de recobrimento, com a sua consequente concentração ao nível das armaduras causando a destruição da película passiva. Nesta fase, a deterioração é insignificante condicionando, no entanto, a vida útil das estruturas de betão. Esta fase é ainda condicionada por parâmetros ambientais, qualidade e espessura de recobrimento do betão.

- Fase de propagação: associada ao mecanismo de desenvolvimento da corrosão e respectivos produtos com efeitos directos e significativos na estrutura. Está dependente das condições da superfície do betão e do ambiente envolvente nas referidas armaduras.

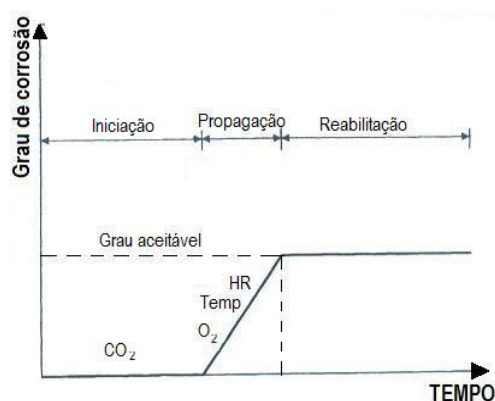


Figura 30 – Gráfico simplificado do desenvolvimento da corrosão no tempo – Modelo Tutti(Bentur, et al., 1997) (Adaptado)

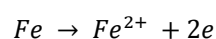
O autor (Bouquet, 2002) refere que o modelo do período de iniciação se baseia nos seguintes princípios;

- Quando o betão está molhado a taxa de carbonatação é insignificante. Pelo facto de a difusão do dióxido de carbono na água ser 10^4 mais baixo do que a difusão do dióxido de carbono no ar.

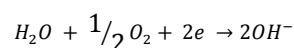
- A carbonatação pára logo que o betão é molhado, justifica pelo facto de a absorção da água pelo betão ser instantânea devido sucção capilar dos pequenos poros.

Para este autor o final do período de propagação corresponde ao momento em que são visíveis as delaminações e/ou fissurações na superfície do betão, ao longo das armaduras.

O início da corrosão processa-se logo que ocorre a perda da película de protecção da armadura (Glass, 2003), (figura 29 - (2) e figura 30). Na essência, ela ocorre por via de duas condições básicas: grande quantidade de presença de cloretos ou diminuição de alcalinidade por via da carbonatação. Sendo esta última o objectivo deste estudo, quanto ao fenómeno de propagação da carbonatação e efeitos colaterais, a acção dos cloretos não será portanto abordada. Perante as diferenças de composição do betão, diferenças de humidade e de acesso de ar, geram-se diferenças de potencial^{xxx}, formando-se ânodos^{xxxii} naquelas zonas. A difusão de oxigénio da superfície do betão para a superfície da armadura dá lugar a formação da zona catódica (Costa, 2000). O processo anódico consiste na dissolução do ferro com a contrapartida de libertação de electrões, de acordo com a seguinte expressão:



Nas zonas catódicas há lugar à redução do oxigénio cuja reacção se exprime:



O mecanismo de corrosão da armadura é de natureza electroquímica (Mehta, et al., 2006), e advém do desenvolvimento de uma corrente eléctrica entre as zonas anódicas e catódicas com origem no fluxo de electrões. Na zona anódica onde ocorre a dissolução do ferro, com a conseqüente redução de secção, formam-se iões Fe^{2+} e libertação de electrões, movimentando-se ao longo da armadura para a zona catódica. Ao combinar-se com o oxigénio presente na zona catódica, dá origem à formação de iões OH^- . Estes ao percorrerem a solução electrolítica até ao ânodo irão reagir com o ião ferro produzindo a designada ferrugem (Coutinho, 2005). São inúmeros os modelos representativos do fenómeno da corrosão apresentados por diferentes autores, todos eles semelhantes na essência ao apresentado na figura 31.

^{xxx} Diferença de potencial está relacionada com a tensão eléctrica entre dois pontos, a qual é responsável pelo movimento de electrões.

^{xxxii} Ânodo é o pólo negativo de uma fonte electrolítica, sendo o eléctrodo para onde se dirigem os electrões acelerados termicamente pelo cátodo. A este fenómeno está associada a electrólise, que consiste num processo que separa os elementos químicos de um composto através do uso da electricidade. O processo da electrólise é uma reacção de oxi-redução sendo por isso um fenómeno fisico-químico.

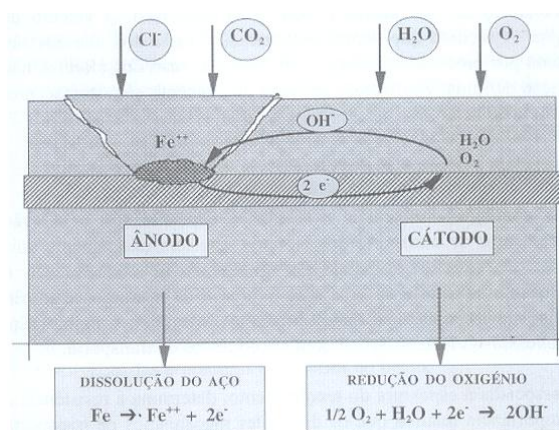
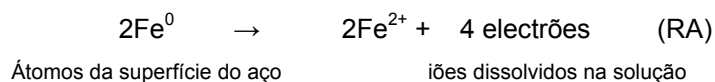


Figura 31 – Modelo simplificado da corrosão do aço no betão (Costa, 2000)

Refere (Bentur, et al., 1997) que na corrosão das armaduras embebidas no betão estão presentes: a reacção química e o fluxo de corrente eléctrica. Neste processo integrado desenvolvem-se duas reacções químicas simultâneas em dois pontos distintos na superfície do aço e entre estes pontos onde ocorrem as reacções, flui uma corrente eléctrica ao longo do aço. Estes pontos, como já foi referido, são a zona anódica e a zona catódica. A perda de secção associada ao processo da corrosão ocorre na zona anódica e, de acordo com (Bentur, et al., 1997) corresponde à seguinte reacção:

Reacção anódica



Os átomos de ferro são ionizados^{xxxiii} em iões ferrosos dissolvidos na água presente em solução na envolvente do aço. Estes, depositados na superfície do aço, dão lugar ao aumento do potencial eléctrico. Os referidos electrões vão então fluir ao longo do aço para o ponto de baixo potencial, a zona catódica. Nessa zona ocorre a seguinte reacção:

Reacção catódica



Os electrões combinados com as moléculas de oxigénio (dissolvidas e da água) formam os iões hidroxilo. Refere (Bentur, et al., 1997), que o número de electrões aceites na zona catódica (RC) deve ser igual ao número de electrões doados na zona anódica (RA). Constata assim, que para cada dissolução de moléculas de oxigénio na zona catódica, dois átomos de ferro são ionizados e dissolvidos na zona anódica. O processo de perda de secção expresso em (RA) irá ocorrer enquanto a reacção na zona catódica actuar como um filtro dos electrões produzidos na zona anódica. Contudo se o oxigénio e a água deixarem de existir na zona catódica o processo da corrosão termina. O autor (Bentur, et al., 1997) ilustra na figura 32, o carácter electroquímico do processo de corrosão pelo fluxo de corrente em circuito fechado. A

^{xxxiii} Ionização é um processo químico mediante ao qual se produzem iões, espécies químicas electricamente carregadas, pela perda ou ganho de electrões a partir de átomos ou moléculas neutras.

figura 33 esquematiza o movimento de electrões ao longo do aço para a zona de baixo potencial, ou seja, a zona catódica.

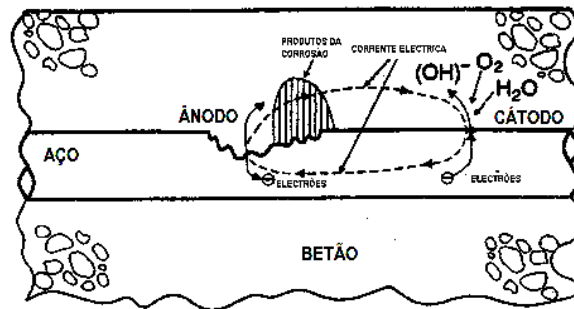


Figura 32 – Reações anódica e catódica e “Loop” de corrente (Bentur, et al., 1997)

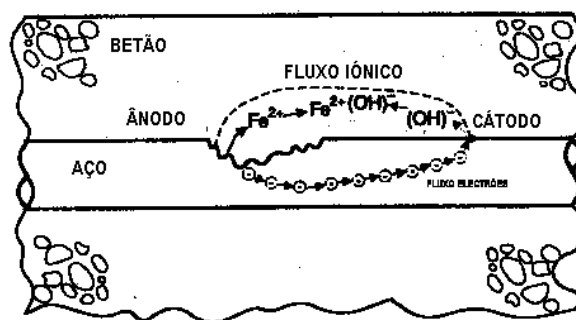


Figura 33 – Fluxo da carga eléctrica no “Loop” de corrente durante o processo de corrosão (Bentur, et al., 1997)

Refere ainda a existência de um fluxo de corrente externa (no betão na vizinhança da superfície do aço), que consiste no movimento de iões hidroxilos negativos, do cátodo para o ânodo, assim como o movimento de iões ferrosos, positivos, do ânodo para o cátodo. Salienta também o referido autor a importância da solução diluída de alcalis e hidróxidos de cálcio que desempenham a função de veículo no fluxo iónico. Assim, caso a humidade relativa do betão seja muito baixa ou este se apresentar com uma microestrutura muito densa e compacta, o referido fluxo iónico será lento, bem como todo o processo de corrosão, podendo mesmo anular-se.

4.2 Taxa de corrosão: factores e significado

As taxas de corrosão podem ser expressas como: uma densidade de corrente, uma taxa de perda de massa ou de uma taxa de perda de secção (Glass, 2003). Refere o autor, para o aço das armaduras com a corrente de corrosão de 1 mA/m^2 corresponderá uma perda de massa de $10 \text{ g/m}^2\cdot\text{ano}$ e por sua vez a uma perda de secção de $1 \text{ }\mu\text{m/ano}$.

Para o fenómeno anteriormente referido em termos puramente eléctricos, assume particular importância a resistência eléctrica do betão. Se esta for elevada, o fluxo de corrente que transporta os iões através do betão será lento e conseqüentemente as reacções anódicas e catódicas processam-se lentamente. Nestas condições a taxa de corrosão será baixa.

Como se ilustra na Figura 33, os iões Fe^{2+} e OH^- fluem um para o outro e ao encontrarem-se, reagem para formar o hidróxido ferroso, $\text{Fe}(\text{OH})_2$. Este composto vai reagir com mais iões OH^-

e por vezes com oxigénio disponível, gerando um produto insolúvel que se identifica como ferrugem.

Surgem dois tipos de ferrugem, uma de cor avermelhada que será Fe_2O_3 e outra de cor preta que será Fe_3O_4 . Estes produtos depositados na vizinhança da zona anódica são unicamente um resultado químico do processo da corrosão, acumulando-se por vezes na vizinhança destes em locais onde não tem lugar o processo citado (Bentur, et al., 1997). Refere este autor que em termos práticos importa distinguir dois aspectos: por um lado, avaliar em que condições a corrosão pode ocorrer e, quando ocorre, qual a taxa do seu processamento. Ora, perante os condicionalismos já referidos nos capítulos anteriores e conhecidos os fenómenos associados às reacções anódicas e catódicas, a iniciação da corrosão pode ser restringida com base no conhecimento adquirido, deixando de constituir um problema. O segundo aspecto está relacionado com a presença da corrosão no aço embebido no betão como consequência das reacções anódica e catódica. Importa conhecer a taxa a que esta se irá processar, ou seja, a quantificação de perda de secção por ano.

Relacionada com esta questão, é igualmente importante quantificar a taxa de acumulação dos produtos de corrosão esperado. Refere o autor (Glass, 2003), que na modelação dos riscos associados à corrosão induzida por deterioração do betão, é necessário relacionar a taxa de corrosão com o risco de corrosão induzida, pela fissuração do betão de recobrimento. Esta última, função do volume de produtos da corrosão, da geometria da secção de betão e da reacção dos esforços de tensão.

Na prática, a taxa de corrosão das armaduras embebidas no betão processa-se a um ritmo muito lento cujo significado é pouco expressivo no tempo em termos do fenómeno/efeito sobre o aço (Bentur, et al., 1997). No entanto, ela constitui um sério problema em termos de efeitos colaterais sobre o betão e consequentemente na estrutura edificada. Um dos factores controladores da taxa de corrosão diz respeito à facilidade de acesso do oxigénio dissolvido na zona catódica, expresso pela reacção (RC)(Glass, 2003). Refere este autor, a importância do controlo da difusão do oxigénio através da camada protectora do aço, ou seja o recobrimento.

A maior ou menor facilidade de acesso do oxigénio à zona catódica conduz respectivamente a maior ou menor diferença de potenciais entre a zona catódica e anódica.

Um dos factores fundamentais no processo da corrosão passa, sem dúvida, pela limitação ao fluxo da corrente iónica através do sistema de poros, na envolvente do aço embebido no betão. Surge então a importância da resistência eléctrica do betão, servindo esta medida de indicador de velocidade do processo de corrosão. O diagrama da figura 34 representa esquematicamente os dois factores controladores da taxa de corrosão.

O primeiro factor está relacionado com a difusão do oxigénio na zona catódica, tendo como parâmetros a ele associados a densidade e saturação de água no betão. Naturalmente, a difusão depende da estrutura de poros e da humidade relativa do betão (Glass, 2003) (Bentur, et al., 1997). Na prática corresponde não à dependência directa do coeficiente de difusão, mas

antes à espessura do betão de recobrimento e qualidade do betão utilizado, cujo facto traduz-se na dificuldade de acesso do oxigénio às zonas catódicas da superfície do aço, independentemente da acção do CO_2 .

O segundo factor, a resistência ao fluxo da corrente iónica, é também dependente da densidade e humidade relativa do betão. (Bentur, et al., 1997)

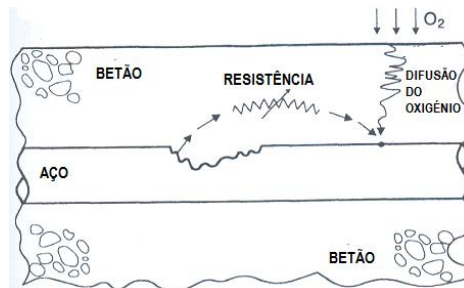


Figura 34 – Diagrama representativo de dois factores que controlam a taxa de corrosão do aço embebido no betão (Bentur, et al., 1997)

Considera (Bertolini, et al., 2005), que o principal factor é a humidade relativa interna do betão para a determinação da resistividade do betão carbonatado, e o segundo factor a microestrutura do betão (dependente da razão água/cimento, tipo de cimento, cura e colocação). Considerações em tudo semelhantes feitas por diferentes autores. Outro aspecto relevante relacionado com a taxa de corrosão está associado à temperatura ambiente. Esta tem uma influência significativa quando o processo de corrosão é desencadeado. Sabe-se que na maioria das reacções químicas, aumentando a temperatura aumentam as velocidades de reacção. De igual forma as reacções catódicas e anódicas aumentam com o incremento da temperatura.

5 ENSAIOS E EQUIPAMENTOS APLICÁVEIS

Na actualidade, face ao estado do conhecimento adquirido, a durabilidade das edificações é um dos centros de atenção. Este facto é tanto mais relevante quando está em causa o valor das vidas humanas ou, em outro plano, o valor dos imóveis. Um facto decisivo na longevidade das estruturas advém da realização de inspecções periódicas, de forma a assegurar e garantir as exigências funcionais para que foram concebidas. Quando a degradação dos edifícios de betão armado tem origem na corrosão das armaduras, será necessário implementar uma concertada campanha de ensaios. Os métodos visuais são económicos e sem dúvida aqueles que indicam os primeiros passos da avaliação e posterior definição da estratégia a adoptar na escolha dos ensaios. Os ensaios deverão ser realizados segundo técnicas não destrutivas e permitir a avaliação das causas que estão na origem da corrosão (Silva, 2004). No âmbito de uma análise por métodos visuais e num quadro de inspecção preliminar, destacam-se (Casculo, 2005):

- Fissuras e lascamento segundo os planos das armaduras (figura 35).

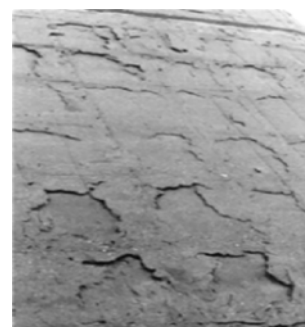


Figura 35 - Delaminação

- Fragmentação, lascamento e destacamento do betão de recobrimento (figura 36).



Figura 36 – Destacamento

- Exposição das armaduras, com evidente corrosão, expressa pela coloração e aspecto da superfície (figura 37).



Figura 37 – Corrosão evidente

- Manchas superficiais nas faces do betão, de cor acastanhada típica da ferrugem. Redução de secção das armaduras expostas (figura 38).



Figura 38 – Redução de secção

Na origem dos casos ilustrados (figura 35 a figura 38), pode coexistir uma relação directa com a acção de agentes agressivos externos para além da carbonatação, como seja o caso da penetração dos cloretos. Embora o alvo do presente estudo seja a carbonatação, o diagnóstico a desenvolver sobre o estado da degradação do betão deve basear-se na inspecção da estrutura no seu todo. O exame detalhado, o histórico do edifício (sempre que possível) e a identificação das zonas consideradas representativas da estrutura, permitem a obtenção de elementos caracterizadores do betão armado (Salta, 2000). A generalidade dos autores, defende uma campanha de ensaios *in-situ*, não destrutivos e pouco intrusivos que poderão sintetizar-se da seguinte forma:

1. Detecção e medição do recobrimento das armaduras;
2. Levantamento da fissuração e medição da abertura das fissuras;
3. Medição da profundidade de carbonatação;
4. Medição da resistividade eléctrica do betão;
5. Medição do potencial eléctrico das armaduras;
6. Ensaio esclerométricos;
7. Ensaio de permeabilidade ao ar e à água;
8. Medição da intensidade de corrosão das armaduras, polarização;
9. Ensaio de ultra-sons;
10. Ensaio de absorção e capilaridade sobre provetes de betão.

Os ensaios 1 a 7, enquadram-se no tipo de ensaios expeditos realizáveis *in situ*, facilitados pela disponibilidade de equipamentos no mercado. Os restantes ensaios exigem dispositivos mais complexos, cujos trabalhos de laboratório ou equipamentos requerem técnicas apropriadas. Os ensaios *in situ* não substituem os ensaios laboratoriais, sendo complementares destes últimos. Todavia, os resultados obtidos em obra permitem obter informação bastante completa para a análise da durabilidade das estruturas de betão, evitando na maioria dos casos a extracção de provetes para análise em laboratório. Resta referir que as condições em obra por vezes não são fáceis de reproduzir em laboratório (Coutinho, 2006).

Desenvolve-se a seguir o grupo de ensaios aos quais pela sua natureza, será dada maior importância. No entanto serão igualmente abordados os restantes ensaios, assim como alusões às especificações LNEC.

5.1 Detecção e medição do recobrimento das armaduras

Este ensaio é de importância vital em qualquer campanha de ensaios a implementar, pois sem ele será difícil realizar outros ensaios nos quais seja adequado identificar a localização das armaduras.

Existem no mercado diversos tipos de aparelhos portáteis para detecção e determinação do recobrimento das armaduras. Na generalidade trata-se de aparelhos alimentados a pilhas constituídos por unidade de leitura, com um microprocessador, dois detectores e dois espaçadores com intervalos de alcance de 360 mm a 760 mm, com precisão de ± 2 mm a 3,6 mm, em função de cada fabricante. Permitem o ajuste do zero desde que fora do alcance de qualquer elemento metálico. Deverão respeitar a norma *BS1881:Parte204*^{xxxiv}. As características e procedimentos na leitura estão directamente relacionados com o aparelho e dependem de cada um. Deve-se estabelecer um plano de leitura em conformidade com os objectivos do ensaio e assinalar com um giz na superfície do betão o posicionamento das armaduras entretanto detectadas. Este ensaio requer uma leitura com cuidados específicos, quando está em causa a determinação de cálculos estruturais.

A figura 39, ilustra alguns tipos de aparelhos vulgarmente utilizados.

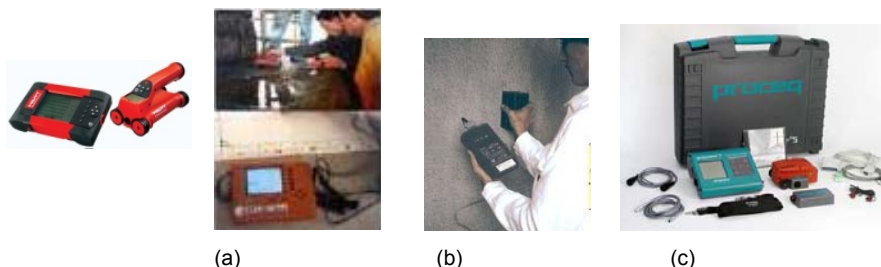


Figura 39 – Aparelhos típicos de medição e detecção das armaduras^{xxxv}

5.2 Levantamento da fissuração e medição da abertura das fissuras

As fissuras nas estruturas de betão armado têm uma relação indirecta com o fenómeno da carbonatação, desempenhando um papel secundário em todo o processo. As fissuras podem ter origem em: processos mecânicos com causas directas; retracção plástica na fase inicial do endurecimento; variações de temperatura; alteração das solicitações; assentamentos diferenciais de fundações; expansão interna dos materiais, como seja a corrosão das armaduras (Coutinho, 2005). Vulgarmente utiliza-se o fissurómetro (figura 40(a)) e o comparador de fissuras (figura 40(b)) no levantamento da fissuração numa determinada estrutura. O primeiro permite avaliar se a fissura tem um carácter activo ou estático, permitindo

^{xxxiv} British Standards Institution - Ensaio de betão. Recomendações sobre a utilização de equipamentos electromagnéticos

^{xxxv} (a) – Equipamento da Hilti (Ferro scanner); (b) - (Silva, 2006) ; (c) – Equipamento da Proceq (foto cedida por J. Roma)

quantificar a ocorrência de movimentos. O segundo de forma simples e rápida avalia a abertura da fissura por comparação com os traços de espessuras diferentes. Esta análise pressupõe um levantamento com base no projecto ou desenho a elaborar, no qual se reproduz de forma esquemática um diagrama da fissuração existente em todo o edifício (Silva, 2004).

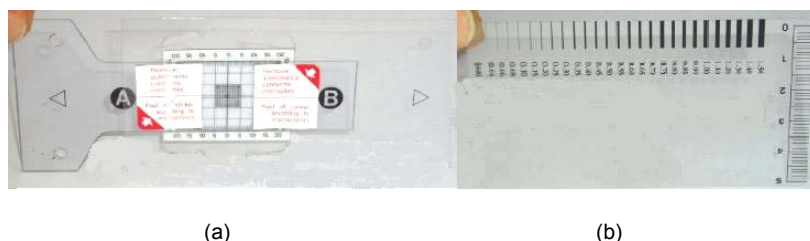


Figura 40 – (a) Exemplo de um fissurómetro (b) Exemplo de um comparador de fissuras(Silva, 2004)

5.3 Medição da profundidade de carbonatação

A avaliação da profundidade de carbonatação é um dos ensaios *in situ* mais importantes que se podem executar, permitindo determinar a que distância do paramento se encontra a frente carbonatada^{xxxvi}. Trata-se de um ensaio de fácil execução, que deve respeitar a Especificação LNEC E 391, embora esta se aplique a ensaios laboratoriais. De acordo com a E 391 é medida a profundidade de carbonatação^{xxxvii} com $5\% \pm 0,1\%$ de CO_2 , $60\% \pm 5\%$ de humidade relativa à temperatura de $23\text{ }^\circ\text{C} \pm 3\text{ }^\circ\text{C}$. Na determinação da profundidade de carbonatação, aplica-se uma solução alcoólica de fenolftaleína, sobre uma superfície recém exposta, logo após a execução de um furo.

A fenolftaleína é um indicador ácido-base com intervalo de viragem de pH entre 8.2 a 9.8, variando a sua tonalidade de incolor (ácido) a violeta (base). A zona carbonatada apresentar-se-á incolor e a não carbonatada apresentará uma coloração violeta, sendo a profundidade de carbonatação medida na transição de uma zona para a outra, com uma pequena régua graduada em mm (Farinha, 2008). A figura 41, ilustra um exemplo de um provete extraído, sobre a qual foi rapidamente pulverizada a fenolftaleína. A realização do ensaio não implica a extracção de provetes, podendo ser realizado um furo com diâmetro suficiente que permita a pulverização e medição.



Figura 41 – Ensaio de medição da profundidade de carbonatação (Coutinho, 2005)

^{xxxvi} Corresponde à linha limite da zona onde o dióxido carbono reduziu a alcalinidade do material para valores de pH detectáveis pela viragem do indicador de fenolftaleína (pH entre 8 a 10) - LNEC E 391

^{xxxvii} Corresponde à distância média, medida em milímetros, desde a superfície do betão até à frente carbonatada.

5.4 Medição da resistividade eléctrica do betão

O interesse deste ensaio reside no facto de esta medida, quando conjugada com a facilidade de acesso do oxigénio ao aço, constituir um importante indicador do desenvolvimento da corrosão das armaduras (Casado, 2005). Sabe-se que este ensaio não fornece indicações seguras quanto ao grau de actividade corrosiva, ou seja, o nível de corrente que flui entre as zonas anódicas e catódica (Silva, 2006). No entanto, consiste num processo de avaliação das áreas de elevada probabilidade de corrosão e da uniformidade do betão. O equipamento, na generalidade dos casos, é constituído por um conjunto de quatro eléctrodos em linha, uma fonte de corrente alterna e circuitos electrónicos que permitem a medição da resistividade (figura 42). Este método é normalizado, e os equipamentos são concebidos segundo as normas *ASTM C 876-91* e *BS 1881:Parte 201*. O ensaio consiste em aplicar uma corrente nos eléctrodos externos e obter a diferença de potencial gerada nos eléctrodos internos. Este valor é obtido pela seguinte expressão:

$$\rho = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot \frac{V}{I} \text{ em que;}$$

ρ = resistividade eléctrica do betão (ohm.cm)

a = espaçamento entre os eléctrodos (cm)

V = voltagem (Volt)

I = corrente (Ampère)

O paramento onde se realiza o ensaio, deverá estar isento de impurezas ou gorduras, desenvolvendo-se um plano de leituras de acordo com os objectivos previamente definidos. A figura 42, ilustra um equipamento típico utilizado para obter a resistividade do betão, sendo as leituras condicionadas pelos factores da tabela 4.

INFLUÊNCIAS PRINCIPAIS	INFLUÊNCIAS SECUNDÁRIAS
Níveis de corrosão Conteúdo de cloretos Nível de humidade e resistividade do betão Profundidade de carbonatação Conteúdo de oxigénio no betão Microestrutura interna do betão	Temperatura ambiente Propriedades do cimento Idade do betão Reparações posteriores Fissuras e juntas

Tabela 4 – Tabela de factores condicionantes do medidor de resistividade do betão (Fabricante: Canin – cedida por J. Roma)



Figura 42 – Equipamento de medição da resistividade do Betão (Fabricante: Canin – foto cedida por J. Roma)

Foram no entanto estabelecidos critérios indicadores do estado de corrosão, ou seja, probabilidade de corrosão, definidos pelo *Comité Euro-International du Béton* e expressos na tabela 5.

RESISTIVIDADE DO BETÃO	NÍVEL DE CORROSÃO
>20 KΩ.cm	Muito baixo
10 a 20 KΩ.cm	Baixo
5 a 10 KΩ.cm	Alto
<5 KΩ.cm	Muito alto

Tabela 5 – Critérios de avaliação dos níveis de corrosão de acordo com CEB 192 (Silva, 2006)

5.5 Medição do potencial eléctrico das armaduras

Este ensaio permite identificar as zonas com corrosão activa na armadura mesmo antes de esta se tornar visível. Estas zonas do betão deverão ser objecto de reparação, no âmbito de uma manutenção preventiva ou mesmo correctiva. A metodologia do ensaio é descrita na Norma ASTM C 876-80. Trata-se de uma semi-célula (eléctrodo) em contacto com a superfície através de uma esponja, contendo no seu interior uma solução de sulfato de cobre. O princípio de funcionamento é esquematizado na figura 43.

Definido o plano de leituras sobre a superfície do betão, procede-se à limpeza do paramento humedecendo a mesma com frequência durante as medições. Coloca-se a descoberto a armadura e, após a limpeza com escova aço, conecta-se o cabo com terminal positivo do voltímetro de alta impedância. Garantindo que a esponja de contacto com a superfície do betão está sempre humedecida vão-se efectuando as sucessivas leituras no voltímetro.

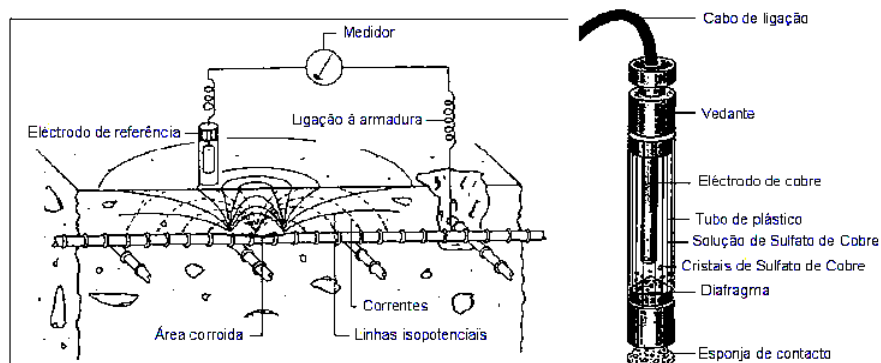


Figura 43 – Esquema de medição dos potenciais eléctricos das armaduras (Fabricante: Canin – foto cedida por J. Roma)

Trata-se de um ensaio rápido e pouco dispendioso que oferece uma noção quantitativa do estado de corrosão ou sua iniciação (Mehta, et al., 2006). Contudo, refere o autor que o ensaio será afectado pelos seguintes factores:

- Taxa de humidade no betão: a medição é sensível à presença de humidade interna no betão. Os resultados poderão ser enganosos quanto à existência de corrosão, se existirem segmentos alternados entre zonas húmidas e secas.

- Presença de oxigénio junto à armadura: a ausência de oxigénio junto à armadura dará origem a potenciais negativos mais elevados comparando com as zonas de presença elevada de oxigénio. Na ausência de oxigénio é provável a inexistência de corrosão ou de um baixo nível da mesma.
- Microfissuras: a corrosão localizada gera tensões internas no betão produzindo a ocorrência de microfissuração. Este altera a resistividade do betão e afecta as medições obtidas.

Como foi referido anteriormente é um ensaio em que os aparelhos fornecem valores quantitativos, no entanto, a sua validade é qualitativa. A ASTM definiu as especificações do ensaio e ambientes em que se deve desenvolver, estabelecendo critérios de interpretação de acordo com a tabela 6

Níveis de potencial (m.V)	Probabilidade de corrosão
>-200	Probabilidade inferior a 10%
-200 a -350	Incerteza
<-350	Forte probabilidade de corrosão 90%

Tabela 6 – Critério ASTM para a existência de corrosão na armadura (ASTM C876)

5.6 Ensaio esclerométrico

Este ensaio não destrutivo permite obter in situ a resistência à compressão superficial do betão. Os valores são representativos de uma camada superficial de aproximadamente 5 cm, avaliando a homogeneidade do betão (Silva, 2004). Este ensaio pode dar a indicação da necessidade de desenvolver ensaios laboratoriais sobre carotes. O equipamento vulgarmente utilizado é o esclerómetro (figura 44), cujo resultado obtido é designado por índice esclerométrico e está relacionado num ábaco de correlação com a tensão de rotura à compressão. Existe no mercado um grande número de modelos directamente relacionados com o campo de aplicação. Deverão ser realizadas séries de medições tendo em conta os objectivos do ensaio. Em cada ensaio deverão ser indicados o ângulo com a superfície do betão e a sua localização.



Figura 44 – Esclerómetro de Schmidt (tipo) (Silva, 2006)

A resistência à compressão do betão é afectada pelo tipo e dosagem de cimento, natureza do agregado, estado de carbonatação e humidade da superfície do betão (Gonçalves, 1986). Refere este autor que os resultados do ensaio são satisfatórios quanto à uniformidade do

betão. Apesar de ter um alcance limitado a sua importância reside no facto de dar uma indicação in situ da resistência mecânica do betão por via não destrutiva.

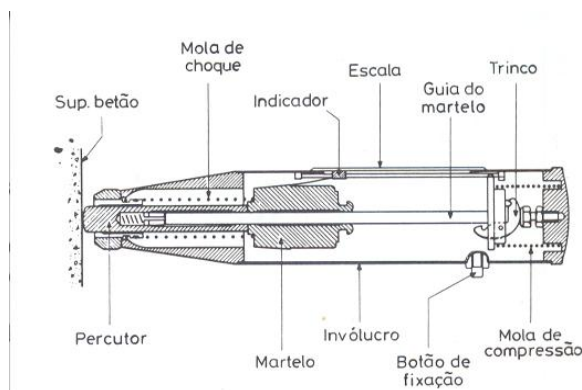


Figura 45 – Esquema interno do esclerómetro (Gonçalves, 1986)

O ensaio de determinação do índice esclerométrico encontra-se normalizado pela ASTM C 805-79^{xxxviii}, ISO/DIS 8045^{xxxix}, BS 4408:part4: 1971^{xl} e NP EN 12504-2:2003

5.7 Ensaios de permeabilidade ao ar e à água

A medição destes ensaios traduz o grau de facilidade de penetração do ar e da água numa determinada espessura do betão. Trata-se de ensaios expeditos realizados in situ pelos métodos de Figg ou ISAT^{xli} (Coutinho, 2006) (Rendell, et al., 2002). Referem os autores que estes ensaios requerem um constante grau de humidade no betão superficial, e a norma BS 1881 requer que, nas últimas 48 horas relativamente ao momento do ensaio, não tenha caído água sobre a superfície.

O autor (Silva, 2004) refere que a medição da permeabilidade aparente ao ar consiste no tempo necessário para o ar penetrar numa pequena cavidade realizada no betão, reduzindo a pressão de -55 kPa a -50 kPa, sendo este tempo a medida de permeabilidade do betão ao ar. O ensaio de permeabilidade à água, mede o tempo total necessário para fazer penetrar na mesma cavidade um volume de 0,01 ml, que entretanto foi preenchido com água. Estes valores estão directamente relacionados com o equipamento utilizado, ilustrado na figura 46. O ensaio está normalizado pelas especificações LNEC E 413, sendo no entanto referido por (Coutinho, 2006) que para o equipamento comercializado devem ser realizados furos de 10 mm de diâmetro a uma profundidade de 40 mm. Para os ensaios realizados pelo método de Figg foi construída a tabela 7 que propõe uma classificação para o betão em função dos tempos medidos para o ar e para a água.

^{xxxviii} Standard test method for rebound number of hardened concrete

^{xxxix} Concrete, hardened – Determination of rebound number using the rebound hammer

^{xl} Recommendation for non-destructive methods of test for concrete. Surface hardness methods

^{xli} Initial Surface Absorption Test



Figura 46 – Equipamento de medição in-situ de permeabilidade ao: a) ar; b) água (Silva, 2006)

Qualidade do betão	Tempo medido (s)	
	Ar	Água
Má	< 30	< 20
Medíocre	30 - 100	20 – 50
Média	100 - 300	50 – 100
Boa	300 - 1000	100 – 500
Excelente	> 1000	> 500

Tabela 7 – Classificação do betão com base nos ensaios de Figg (Coutinho, 2006)

5.8 Medição da intensidade de corrosão das armaduras

Este ensaio e os que se seguem, como referido anteriormente, requerem equipamentos onerosos, técnicas complexas e trabalhos de laboratório. No entanto são abordados no interesse do estudo e do contributo que cada ensaio poderá fornecer no contexto referido no início deste capítulo.

A medição da intensidade de corrosão, conhecida por taxa de corrosão, realiza-se pelo método da resistência de polarização. Esta técnica é vulgarmente utilizada em betão com elevada carbonatação ou presença de cloretos. Permite estimar a evolução da corrosão nas armaduras de uma estrutura de betão em termos futuros (Silva, 2004) quando é possível efectuar leituras de acompanhamento da vida da estrutura.

A autora (Salta, 1990), refere que a técnica baseia-se no facto admitido de que num intervalo muito pequeno em relação ao potencial de abandono do metal num meio condutor, a sobretensão no metal varia linearmente com a corrente aplicada. De forma semelhante, para (Bertolini, et al., 2005), o método baseia-se na observação da curva de polarização na qual a proximidade à corrosão potencial é linear. A corrosão potencial corresponde ao ponto em que as reacções anódicas e catódicas se equilibram, e as correntes respectivas são iguais. A resistência de polarização R_p é definida pelo declive obtido do quociente $\Delta E / \Delta I$ (ΔE – diferença de potencial, ΔI - corrente correspondente obtida). Basicamente, o sistema consiste em aplicar tensões muito pequenas, como uma perturbação, obtendo como resposta o fluxo de corrente e vice-versa (Mehta, et al., 2006). A velocidade de corrosão (I_{corr}), será calculada pela equação de Stern-Geary com base no valor da resistência de polarização e recorrendo à seguinte expressão:

$$R_p = \frac{B}{I_{corr}} \quad \text{Em que } B = \frac{\beta_c \beta_a}{2.3(\beta_c + \beta_a)}$$

os valores $\beta_c \beta_a$ são conhecidos como coeficientes de Tafel^{xiii} podendo ser calculados ou estimados (Salta, 1990). Na medição da intensidade de corrosão das armaduras, existe a limitação relacionada com a resistividade eléctrica do betão, facto que é ultrapassado com um factor de compensação de queda óhmica (Salta, 1990).

Pierre R. Roberge^{xiiii} no seu trabalho de investigação sobre a corrosão dos metais construiu a tabela 8 que permite comparar de forma simples, as unidades de corrosão mais comuns a corrente de corrosão ($mA\ cm^{-2}$), a taxa de penetração ($mm\ ano^{-1}$), a perda de massa ($g\ m^{-2}\ dia^{-1}$) e aplicável a todos os metais:

unid. corrosão	$mA\ cm^{-2}$	$mm\ ano^{-1}$	$g\ m^{-2}\ dia^{-1}$
$mA\ cm^{-2}$	1	3.28 M/nd	8.95 M/n
$mm\ ano^{-1}$	0.306 nd/M	1	2.74 d
$g\ m^{-2}\ dia^{-1}$	0.112 n/M	0.365 /d	1

Tabela 8 – Tabela de correlação das unidades de corrosão (Pierre R. Roberge)

Onde:

n = numero de electrões libertos pela reacção de corrosão

M = massa atómica

d = densidade

A leitura desta tabela deverá ser efectuada da esquerda para a direita. Um exemplo para uma armadura com corrosão será;

$F_e \rightarrow n = 2, M=55,85\ g, d=7,88\ g\ cm^{-3}$, corresponde; $1\ mA\ cm^{-2} \rightarrow 11,6\ mm\ ano^{-1} \rightarrow 249\ g\ m^{-2}\ dia^{-1}$

Trata-se de um método muito simples, podendo transmitir dados úteis de avaliação.

Os equipamentos disponíveis no mercado que possibilitam a correcção destes factores são constituídos por uma unidade central que controla o sistema, um sensor para medição da taxa de corrosão e potenciais que deverão ser montados nas armaduras e um sensor para a medição da resistividade, temperatura e humidade relativa (Silva, 2006). O autor (Mehta, et al., 2006) refere na tabela 9 os valores típicos que relacionam nível de corrosão com a resistência de polarização, adoptando para a generalidade dos casos o valor de B entre 26 a 52 mV. No caso da existência de corrosão o valor adoptado é de 26 mV, para o aço passivo esse valor será 52 mV.

Nível de corrosão	Resistência de polarização $R_p\ (K\Omega.cm^2)$
Muito alta	$0,25 < R_p < 2,5$
Alta	$2,5 < R_p < 25$
Moderada	$25 < R_p < 250$
Passivo	$250 < R_p$

Tabela 9 – Valores típicos da Resistência de polarização no aço do betão (Mehta, et al., 2006)

^{xiii} Valores obtidos pelos declives das rectas de reacção catódica β_c e anódica β_a

^{xiiii} Publicado em 2008 : “ Corrosion Engineering: Principles and Practice “

5.9 Ensaios de Ultra-sons

O interesse deste ensaio reside na obtenção de informações tais como: avaliação das propriedades mecânicas, heterogeneidades do betão associadas a fissuras, cavidades e delaminação. O autor (Silva, 2006) descreve o ensaio como sendo a geração de um impulso sob a forma de sinal eléctrico sobre a superfície de betão em estudo, através de um transdutor emissor. Após atravessar o betão o sinal é capturado pelo transdutor receptor que o converte num sinal eléctrico. Sendo lido o tempo decorrido pela unidade de processamento que o vai converter em velocidade de propagação. A velocidade de propagação no betão é relacionada com o módulo de elasticidade permitindo inferir a que tipo de betão pertence o ensaio obtido. A figura 47 ilustra um tipo de equipamento que o mercado disponibiliza. O ensaio poderá ser realizado pelo método directo, semi-directo ou indirecto de acordo com o posicionamento dos transdutores e a finalidade do ensaio.



Figura 47 – Ensaio ultra-sons, método indirecto (Modelo: TICO – foto cedida por J. Roma)

5.10 Extracção de carotes para ensaios laboratoriais

A realização de ensaios laboratoriais sobre provetes^{xliv} é um processo intrusivo, que implica a posterior reparação do local de extracção.

Na obtenção de carotes deverão ser tidos em conta os seguintes factores:

- Direcção da carotagem;
- Relação altura/diâmetro do provete;
- Presença de armaduras;
- Relação entre a resistência *in-situ* e em cubos.

Os valores obtidos para carotes de diferentes dimensões deverão ser normalizados para o provete cilíndrico-padrão, definido pela especificação LNEC relativa a colheita de amostras.

Sobre as carotes extraídas, em laboratório, determinam-se: resistência mecânica, porosidade, permeabilidade, absorção entre outros ensaios (Silva, 2004). Estes ensaios deverão cumprir as especificações LNEC, citadas no início deste trabalho.

^{xliv} Igualmente designados por carotes

A figura 48 ilustra um equipamento típico utilizado na extracção de carotes, podendo-se observar a identificação da localização das armaduras.



Figura 48 – Extracção de carotes (Silva, 2004)

6 CASO DE ESTUDO

São inúmeros os estudos realizados por especialistas nacionais e estrangeiros, analisando com maior ou menor profundidade a problemática da carbonatação, sob o ponto de vista da interpretação do fenómeno, correlações ou consequências directas e indirectas na degradação do betão. Há igualmente vários diagnósticos e ensaios pontuais já realizados em edifícios da cidade de Lisboa.

O interesse deste capítulo justifica-se no contexto do tema, tendo como principal objectivo a avaliação do impacto da carbonatação nos edifícios da época em estudo. A análise por amostragem na cidade de Lisboa, pretende corresponder ao levantamento preliminar do estado de degradação da edificação corrente com estruturas de betão armado. A correlação do fenómeno com o tempo decorrido e os aspectos específicos climatéricos da cidade de Lisboa serão também abordados.

O interesse das edificações em estrutura em betão armado dos anos 50, mais concretamente a partir 1946^{xlv}, justifica-se por ser uma data marcante da expansão urbanística da cidade, caracterizada pelo início da generalização do uso do betão armado como solução estrutural predominante.

Após finais dos anos 30 do século XX, Lisboa é marcada pelo “período Duarte Pacheco”, então Ministro da Obras Públicas e considerado por alguns o visionário “da Lisboa moderna”. As suas concretizações fizeram-se sentir no crescimento vertical e transversal da cidade, em termos de expansão urbanística, num trabalho continuado com início em Ressano Garcia.

No início da década de 50 ocorre o “inquérito à arquitectura portuguesa”, permitindo definir novas formas de organização do espaço urbano e novos conceitos da relação da cidade com os cidadãos. Associado a este evento a ocorrência de maior significado terá sido o aumento de população na cidade de Lisboa. Este, por si só, justifica o crescimento urbano e a expansão de várias zonas da cidade, entre estas as chamadas “avenidas novas”^{xlvi}.

Para o período no qual se insere o presente estudo é oportuno abordar os métodos empregues em obra no fabrico de betão, a sua história e regulamentação. Em termos urbanísticos será também feita uma breve síntese da evolução da cidade. Serão abordados os aspectos da climatologia, os critérios na selecção de amostras e por último a interpretação dos ensaios desenvolvidos.

6.1 O betão: síntese histórica, fabrico e regulamentação

Após estudos que vinham sendo realizados desde finais do século XVIII e da necessidade de incremento da construção, foi registada em 1824 a patente do cimento Portland (nome dado

^{xlv} Utiliza-se a data de 1946 devido à referência dos dados fornecidos pelo INE.

^{xlvi} Síntese de textos soltos cedidos pelo GEO – Gabinete de Estudos Olisiponenses da C. M. Lisboa.

pela a cor do cimento ser parecida com a da rocha Portland) pela mão de Joseph Aspdin em Leeds.

A primeira fábrica de cimento em Portugal surge em 1866 em Alcântara. O cimento era no entanto produto de má qualidade que só se começaria a impor no mercado cerca de meio século depois. Em 1894, com a fábrica de cimento “Tejo” em Alhandra, inicia-se a produção em molde industrial. Na quinta da Rasca em 1896 nasce a fábrica do Outão, que em finais dos anos vinte do passado século dá origem à marca Sécil. Seguem-se nos anos subsequentes investimentos na indústria dos cimentos ao nível de novas unidades de produção assim como nos processos de fabrico.

O primeiro regulamento de betão armado data de 1918 e o segundo de 1935, sendo também de destacar o 1.º congresso internacional do betão e do betão armado realizado em 1930 (Appleton, 2005). Inicialmente o betão é utilizado em elementos horizontais e de preferência em estruturas industriais e obras de arte (pontes, viadutos e barragens). Assiste-se no entanto, na fase inicial, à utilização do betão armado em vigas e lajes de pavimentos suportadas por espessas paredes de alvenaria de tijolo, processo este que se desenvolverá até meados dos anos 30 do século XX.

Os factos nesta época identificam dois comportamentos na utilização do betão armado como principal material na execução das estruturas dos edifícios. Um, determinado pelas obras públicas, outro pelas obras particulares e concretamente nos designados edifícios correntes de habitação. No caso particular das obras particulares, o controlo e fiscalização era escasso ou mesmo nulo no que respeita à qualidade do betão produzido em obra. O controlo das dosagens de cimento e agregados, bem como a qualidade da água utilizada nas amassaduras não eram objecto de controlo e fiscalização. Esta situação tornou-se uma prática comum em especial após os anos 60 e até início dos anos 70, do século passado.

Refere (Appleton, 2005), que os regulamentos de 1918 e 1935 forneciam indicações para a composição de um betão normal: 300 Kg de cimento, 400 litros de areia e 800 litros de brita. A resistência era definida pelo valor médio dos resultados do ensaio à compressão simples aos 28 dias, de cubos de 20 cm de aresta o qual deveria ser superior a 120 Kg/cm² (no regulamento de 1918) e 180 Kg/cm² (no regulamento de 1935). A técnica de compactação referida no regulamento de 1918 era o apiloamento, enquanto no regulamento de 1935 já se admitia a vibração mecânica.

Cronologicamente os instrumentos de regulação das estruturas de betão armado que se seguiram foram os seguintes:

RSCS - Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (Dec. 41658 de 31/05/1958);

REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado publicado em 1967 em conjugação com o RBLH - Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos (Dec. 404/71);

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (Dec. Lei 349-C/83) conjugado com o RBLH - Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos (Dec. 445/89).

Actualmente decorre a implementação dos eurocódigos (eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão) e entraram em vigor as especificações LNEC citadas na NP EN 206-1 tornadas obrigatórias pelo Decreto-Lei n.º 301/2007 de 23 de Agosto. Nesta última referência salienta-se a importância dada às questões relacionadas com a satisfação da vida útil do projecto de estruturas de betão armado e pré-esforçado, obrigando os projectistas a salvaguardar em fase de projecto aspectos tão importantes como a durabilidade.

6.2 Breve síntese da evolução urbanística da cidade de Lisboa

Ao estudar a evolução urbanística da cidade de Lisboa, encontra-se a relação directa desta com a evolução demográfica, entre outros factores. Quando se estabelece um paralelo entre a evolução verificada nos períodos registados pela estatística e a evolução urbanística na cidade compreende-se esta relação. Nos dados estatísticos do INE constata-se que o concelho de Lisboa sai do final do século XIX com 350.000 habitantes para chegar a 1930 com cerca de 600.000 e atingir em 1960 os 800.000 (figura 49). No entanto, perde população no período de 1980 a 2001 passando a contar com cerca de 560.000 habitantes, ou seja menos 240.000 residentes.

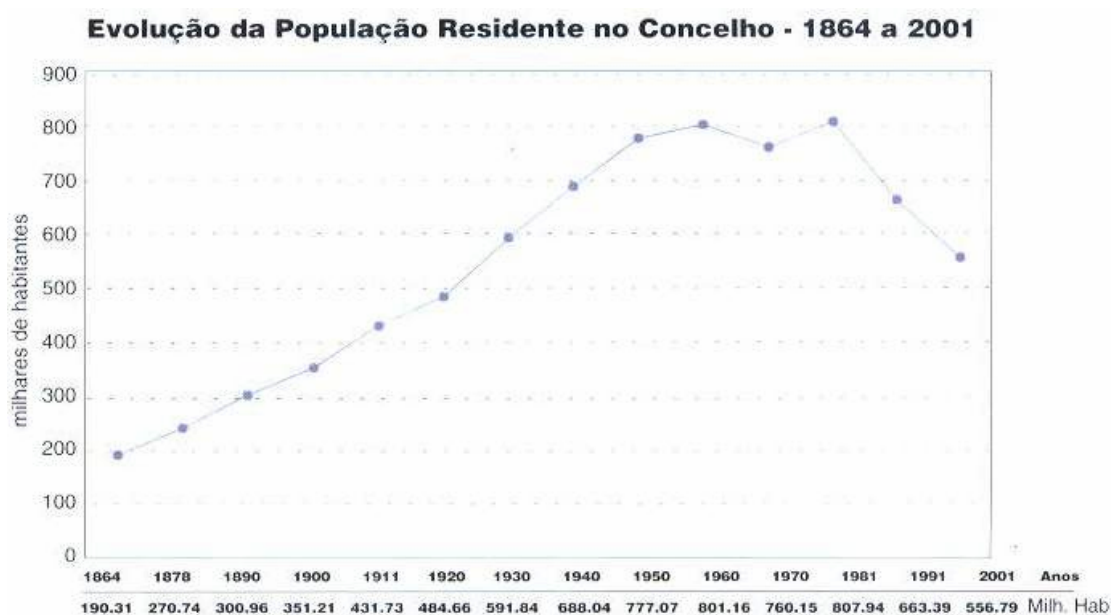


Figura 49 – Gráfico de evolução da população no concelho de Lisboa (INE-CML)

A evolução demográfica no período de 1946 a 1981 é acompanhada pela expansão urbanística da cidade no sentido do rio para Norte. Esse facto é observável pela comparação do mapa da cidade de Lisboa em 1900 (figura 50) e nos dias de hoje. No início do século passado a cidade desenvolve-se essencialmente entre a baixa e as praças do Marquês de Pombal e do Saldanha, eixo da avenida Almirante Reis e na zona de Alcântara. A presença do rio assim o impôs até aquela época. O mapa datado de 1900 refere-se a um ante-projecto de expansão da

cidade, no sentido da zona ribeirinha para o Norte, segundo o eixo que mais tarde se vem a definir na existente avenida da Liberdade. Com base neste eixo que se prolonga pela avenida da República passando por Picoas e culminando no Campo Grande, desenvolve-se a restante rede viária e conseqüente edificação. Todo o projecto tem como mentor o Engenheiro Frederico Ressano Garcia (finais de século XIX), de formação parisiense, sendo a ele atribuída a arte e engenho de proporcionar um legado para a viragem do século. Todo este trabalho foi continuado e desenvolvido mais tarde no período Duarte Pacheco.

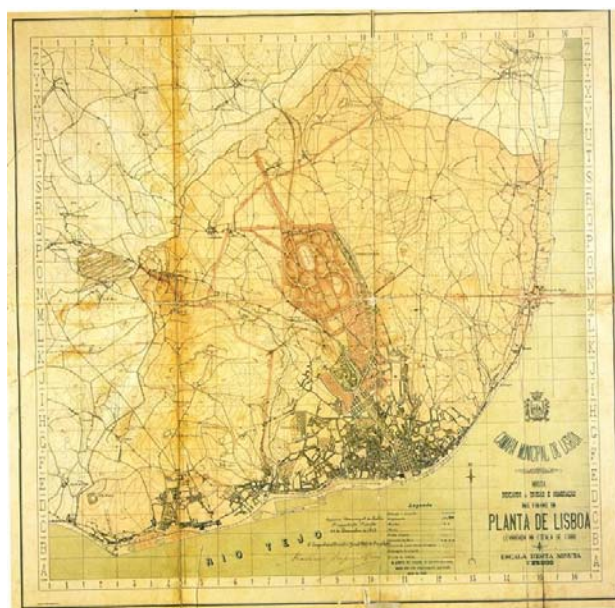


Figura 50 – Anteprojecto da expansão de Lisboa 1900 (GEO)^{xlvii}

A forte implantação da indústria e o conseqüente desenvolvimento do comércio e transportes, são entre outros os contributos para a alteração da fisionomia da cidade. Com os fluxos de população vindos do interior para a cidade é a partir do final dos anos 40 início dos 50 (séc. XX), que a construção de edifícios para habitação tem um novo incremento. Surgem também a partir desta época, imponentes e simbólicas construções de edifícios públicos. Com o evoluir da rede transportes e do novo conceito de arruamento, deixa de ser imperioso viver no centro da cidade. Surge por isso um forte contributo para a valorização das freguesias envolventes, com especial ênfase para aquelas que se localizam segundo o eixo radial. Sobre estes e outros factores, são inúmeros os relatos históricos e arquitectónicos actualmente disponíveis e bem documentados pelo Gabinete de Estudos Olisiponenses da C. M. de Lisboa.

6.3 Edifícios em números: interpretação e desagregação

O betão armado passa a ser o material de construção predominante nas estruturas dos edifícios a partir do final dos anos 40 do séc. XX.

Se compararmos as épocas de construção de edifícios de betão armado, definidas pelo INE (figura 51), verifica-se que os períodos de 1946 a 1960 e 1961 a 1970 são os mais representativos da expansão urbanística ocorrida no séc XX. Estes dois períodos, ou seja de

^{xlvii} GEO – Gabinete de Estudos Olisiponenses da C. M. de Lisboa

1946 a 1970, representam cerca de 50 % da edificação existente em betão armado na cidade Lisboa.

O maior número de edifícios construídos em estrutura de betão armado desenvolve-se em torno do núcleo da zona ribeirinha, e paralelo ao eixo central da cidade ao longo da zona identificada como Avenidas Novas.

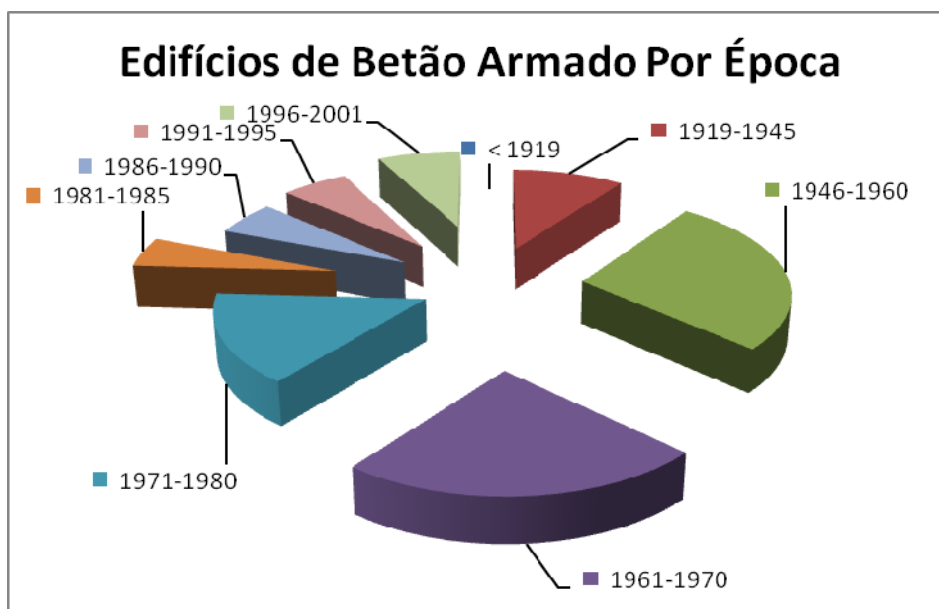


Figura 51 – Evolução da edificação em betão armado em Lisboa (1919-2001) (INE)

Contudo, no período de 1961 a 1970 as freguesias das zonas limite do concelho apresentam mais edifícios construídos. Com recurso aos dados fornecidos pelo INE, foi possível elaborar o conjunto de quadros e gráficos, da evolução por freguesia, do número de edifícios construídos em estrutura em betão armado. Pela análise dos referidos dados é desprezado o período 1919 a 1945 por estar fora dos objectivos do presente estudo.

Comparando os dados globais expressos na tabela 10, obtêm-se a distribuição por época do número de edifícios com estrutura de betão armado.

Zona geográfica	Época de construção							
	Total	1946-1960	1961-1970	1971-1980	1981-1985	1986-1990	1991-1995	1996-2001
CC:Lisboa								
Tipo de estrutura da construção								
<i>Estrutura B.Armado</i>	20154	5450	4787	3083	1011	1142	1193	1510
Revestimento exterior								
<i>Betão à vista</i>	14853	4460	3204	1820	670	793	655	1012

Tabela 10 – Número de edifícios de betão armado por época construção (INE)

No concelho de Lisboa, no período de 1946 a 2001 foram executados 20.154 edifícios com estrutura de betão armado. O elevado número de edifícios com revestimento de betão à vista 14.853, poderá significar apenas parte do revestimento exterior. Pela leitura da tabela 10, e dados compilados, constata-se a existência de um considerável número de edifícios com idade superior a 50 anos. Com exclusão do núcleo central da cidade, onde não ocorreu construção em betão armado, todas as freguesias têm edifícios com idade superior a 50 anos. A partir de

1971-1980 o número de edifícios por decénio desce para 2153 em 1981-1990 e tem um incremento em 1991-2001 para os 2703.

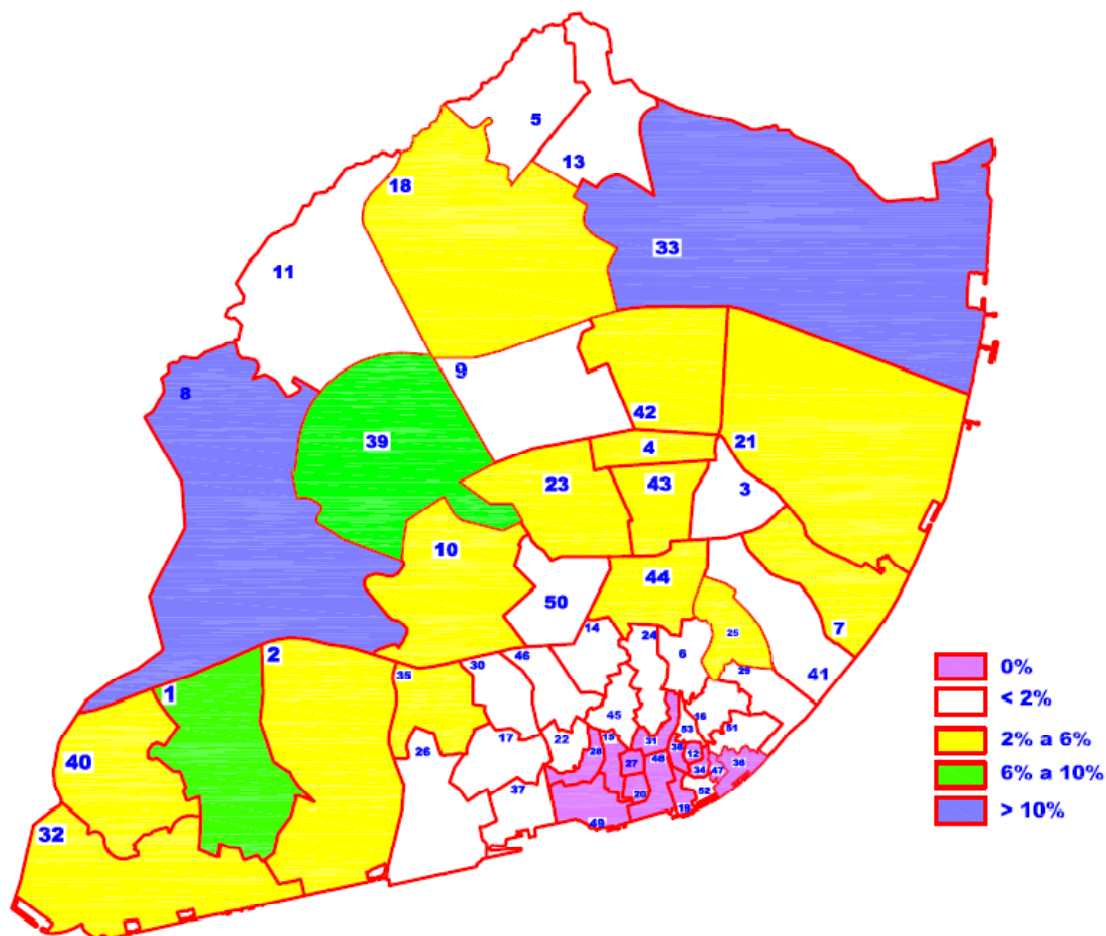


Figura 52 – Distribuição por freguesia da percentagem de edifícios em betão armado do período 1946-1970^{xviii}

1	FR:Ajuda	18	FR:Lumiar	36	FR:Santo Estêvão
2	FR:Alcântara	19	FR:Madalena	37	FR:Santos-o-Velho
3	FR:Alto do Pina	20	FR:Mártires	38	FR:São Cristóvão e São Lourenço
4	FR:Alvalade	21	FR:Marvila	39	FR:São Domingos de Benfca
5	FR:Ameixoeira	22	FR:Mercês	40	FR:São Francisco Xavier
6	FR:Anjos	23	FR:Nossa Senhora de Fátima	41	FR:São João
7	FR:Beato	24	FR:Pena	42	FR:São João de Brito
8	FR:Benfca	25	FR:Penha de França	43	FR:São João de Deus
9	FR:Campo Grande	26	FR:Prazeres	44	FR:São Jorge de Arroios
10	FR:Campolide	27	FR:Sacramento	45	FR:São José
11	FR:Carnide	28	FR:Santa Catarina	46	FR:São Mamede
12	FR:Castelo	29	FR:Santa Engrácia	47	FR:São Miguel
13	FR:Charneca	30	FR:Santa Isabel	48	FR:São Nicolau
14	FR:Coração de Jesus	31	FR:Santa Justa	49	FR:São Paulo
15	FR:Encarnação	32	FR:Santa Maria de Belém	50	FR:São Sebastião da Pedreira
16	FR:Graça	33	FR:Santa Maria dos Olivais	51	FR:São Vicente de Fora
17	FR:Lapa	34	FR:Santiago	52	FR:Sé
		35	FR:Santo Condestável	53	FR:Socorro

Tabela 11 – Correspondência dos códigos com a designação de freguesia

^{xviii} Fonte: Instituto Nacional de Estatística.

A figura 52 ilustra, em termos percentuais, o total de edifícios construídos em estrutura de betão armado nos dois períodos 1946 a 1970, em relação à totalidade dos edifícios no mesmo período. No mapa da referida figura, as freguesias estão representadas por números com a correspondência descrita na tabela 11.

Pela análise dos dados consultados relativamente às duas épocas compreendidas entre 1946 e 1970 constata-se que:

- Com a taxa superior de 10 % relativamente ao total edificado, estão as freguesias de Benfica e Santa Maria dos Olivais. Estas, contribuem com elevado número de edifícios executados em estrutura de betão armado, em número 737 e 935 respectivamente.
- Com taxas entre os 2 % e 10 % identificam-se diversas freguesias que apresentam um número de edifícios desta época superior a 100. Construção que se desenvolve em torno do eixo radial anteriormente referido.

Com o objectivo de seleccionar edifícios para amostra, por freguesia, analisou-se o quadro da tipificação dos imóveis quanto à utilização e número de pisos. Quanto ao uso indicam os dados que os edifícios desempenham na sua maioria a função de habitação. Existem alguns ocupados por escritórios, e um pequeno grupo desempenha função mista. Sabe-se que muitos dos que estão destinados a habitação funcionam com actividade terciária, no entanto, para a escolha das amostras no âmbito do caso de estudo, é irrelevante a função que o edifício desempenha. Em termos globais da cidade a tabela 12 ilustra a distribuição do número de edifícios segundo o número de pavimentos.

Zona geográfica	Edifícios, segundo o número de pavimentos							
Principais materiais utilizados na construção	Total	Com 1	Com 2	Com 3	Com 4	Com 5	Com 6	Com ≥ 7
CC:Lisboa								
Betão armado	20154	2963	3398	1965	2789	2412	1480	5147

Tabela 12 – Número de edifícios segundo número de pavimentos na época de 1946 a 2001 (INE)

O maior número de edifícios executados em estrutura de betão armado entre 1946 a 2001 tem 7 ou mais pisos, sendo contudo significativo o número de edifícios com 2 e 4 pisos. Com um e dois pisos, existe também um número significativo de edifícios, estando os emblemáticos bairros da cidade de Lisboa: Ajuda, Encarnação, St^a Cruz, Alvalade, Arco Cego e Alvito, bem representados. Os edifícios constituídos por dois pisos, do tipo moradia germinada, foram muito vulgarizados em finais dos anos 40 e início dos anos 50 do séc. XX. Isto pode ser observado graficamente na tabela 13 onde se constata que na época 1946 a 1960, o maior número de edificações em estruturas de betão armado tem um a dois pisos.

Na tabela 13, cujos dados estão diferenciados por época de construção, e por número de pavimentos, é visível o peso da edificação com 7 ou mais pavimentos nas épocas compreendidas entre 1946 a 1980. Reportando à anterior afirmação, de que o período de 1990

a 2001 regista um incremento da edificação, facto este agora confirmado pela visualização gráfica. São os edifícios com 7 pisos ou mais pavimentos representativos dessa evolução. A tabela 14 mostra quais as freguesias com maior peso neste tipo de edifícios, ilustrando-se as que têm mais de 100 das épocas 1946 a 1960 e 1961 a 1970.

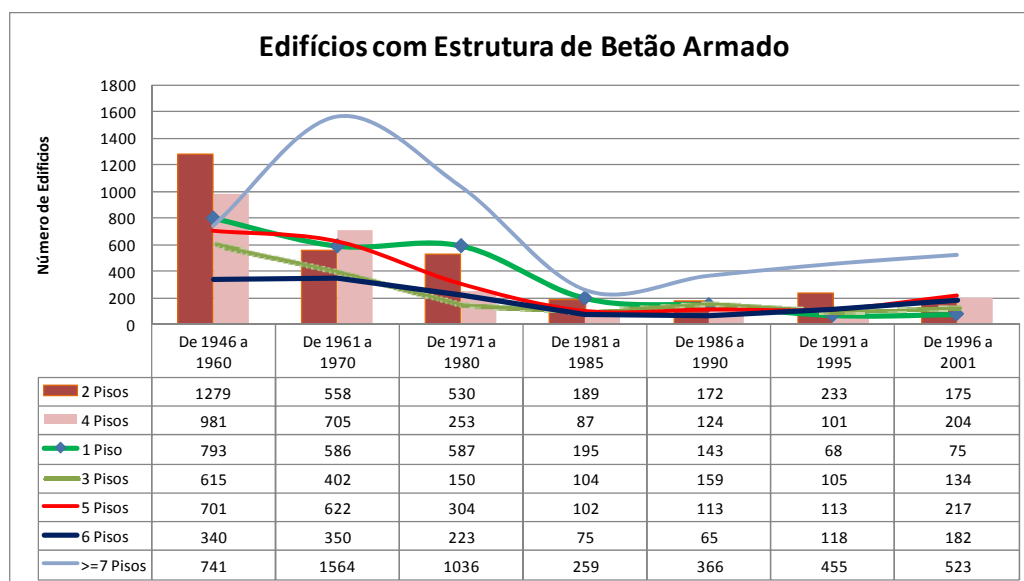


Tabela 13 – Totais do concelho por época de construção e número de pavimentos (Fonte - INE)

ÉPOCA	FREGUESIA	Pisos >= 7
De 1946 a 1960	Alvalade	101
	São João de Deus	108
	Total	741
De 1946 a 1960 Total		950
De 1961 a 1970	Benfica	289
	Lumiar	111
	Santa Maria dos Olivais	190
	São Domingos de Benfica	193
	Total	1564
De 1961 a 1970 Total		2347
Total Geral		3297

Tabela 14 – Número de edifícios com 7 ou mais pisos nas freguesias com mais de 100 (Fonte - INE)

O número de empresas construtoras nas épocas referidas era reduzido, pelo que, nas freguesias com maior número de edifícios executados em estrutura de betão armado, existe uma maior probabilidade de terem sido utilizados processos semelhantes no fabrico do betão. Será pois lícito admitir que cada empresa terá executado um grande número desses edifícios.

Na desagregação em número, por época de construção dos edifícios com estruturas de betão armado, pretendeu-se identificar as freguesias cujos edifícios serão alvo da selecção de amostras. Com um objectivo mais abrangente e seleccionando as freguesias com um número de edifícios executados superior a 50^{xlix} por época, construiu-se a tabela 15. Nesta tabela, definido o citado critério, obteve-se uma “mascara” na qual se individualiza a aquela representatividade por época em cada freguesia segundo o número de pavimentos dos edifícios com estrutura de betão armado.

^{xlix} Trata-se de um critério de amostragem adoptado. Ou seja 50 ou mais edifícios na mesma freguesia e em cada época de referência.

Freguesias/Épocas Construção	1 Pavim.	2 Pavim.	3 Pavim.	4 Pavim.	5 Pavim.	6 Pavim.	>=7 Pavim.
Ajuda	268	393	45	71	54	33	105
De 1946 a 1960	155	176	30	36	24	11	17
De 1961 a 1970	40	61	9	13	13	11	26
De 1971 a 1980	12	17	1	16	14	6	57
De 1981 a 1985	37	44	2	1	1	0	0
De 1986 a 1990	15	69	1	0	1	2	1
De 1991 a 1995	3	15	1	0	0	1	2
De 1996 a 2001	6	11	1	5	1	2	2
Alvalade	14	21	11	61	85	82	163
De 1946 a 1960	11	4	5	47	70	69	101
De 1961 a 1970	3	16	4	12	9	9	54
De 1971 a 1980	0	0	1	0	5	4	4
De 1981 a 1985	0	0	0	2	0	0	1
De 1986 a 1990	0	1	0	0	1	0	2
De 1991 a 1995	0	0	1	0	0	0	1
Benfica	290	835	65	150	245	138	642
De 1946 a 1960	68	436	30	78	96	12	17
De 1961 a 1970	114	27	13	42	81	65	289
De 1971 a 1980	51	158	1	16	37	28	193
De 1981 a 1985	6	21	3	6	3	9	45
De 1986 a 1990	41	51	9	2	10	3	31
De 1991 a 1995	6	100	4	1	9	8	35
De 1996 a 2001	4	42	5	5	9	13	32
Lumiar	255	148	85	174	63	58	599
De 1946 a 1960	47	17	7	7	4	2	9
De 1961 a 1970	18	13	7	45	16	18	111
De 1971 a 1980	83	26	14	9	7	7	120
De 1981 a 1985	70	40	6	11	8	3	52
De 1986 a 1990	9	1	22	68	9	0	95
De 1991 a 1995	16	26	9	20	13	22	127
De 1996 a 2001	12	25	20	14	6	6	85
Marvila	340	127	18	28	97	71	284
De 1946 a 1960	165	9	0	1	0	0	1
De 1961 a 1970	42	5	2	0	12	9	14
De 1971 a 1980	128	110	10	9	47	17	113
De 1981 a 1985	1	2	3	0	12	1	7
De 1986 a 1990	2	0	1	0	14	12	40
De 1991 a 1995	1	0	2	9	0	22	73
De 1996 a 2001	1	1	0	9	12	10	36
Nossa Senhora de Fátima	26	21	50	86	59	44	241
De 1946 a 1960	11	5	18	51	19	12	52
De 1961 a 1970	3	11	13	21	26	13	97
De 1971 a 1980	0	1	8	4	10	10	31
De 1981 a 1985	2	0	1	0	1	1	13
De 1986 a 1990	3	1	6	0	0	3	11
De 1991 a 1995	0	2	2	3	1	2	25
De 1996 a 2001	7	1	2	7	2	3	12
Santa Maria de Belém	45	363	81	68	32	15	18
De 1946 a 1960	35	291	42	32	4	3	3
De 1961 a 1970	2	8	9	17	20	10	3
De 1971 a 1980	1	7	4	5	4	0	7
De 1981 a 1985	1	9	1	0	0	1	0
De 1986 a 1990	4	12	5	2	1	0	1
De 1991 a 1995	1	14	6	3	1	0	3
De 1996 a 2001	1	22	14	9	2	1	1
Santa Maria dos Olivais	80	311	195	338	247	114	392
De 1946 a 1960	8	110	19	33	5	0	4
De 1961 a 1970	46	119	125	285	157	13	190
De 1971 a 1980	24	38	16	13	43	52	78
De 1981 a 1985	1	7	2	0	5	4	5
De 1986 a 1990	0	8	7	1	6	6	10
De 1991 a 1995	0	26	15	3	4	10	48
De 1996 a 2001	1	3	11	3	27	29	57
São Domingos de Benfica	44	38	25	196	188	64	522
De 1946 a 1960	15	4	14	118	88	27	40
De 1961 a 1970	6	7	4	41	42	23	193
De 1971 a 1980	15	6	2	17	10	4	101
De 1981 a 1985	6	18	0	9	12	1	24
De 1986 a 1990	0	3	0	6	20	6	63
De 1991 a 1995	2	0	1	2	13	0	40
De 1996 a 2001	0	0	4	3	3	3	61
São Francisco Xavier	23	53	281	52	20	25	119
De 1946 a 1960	0	0	32	5	1	0	2
De 1961 a 1970	1	9	93	12	3	11	73
De 1971 a 1980	19	29	17	27	8	1	24
De 1981 a 1985	3	9	58	7	2	10	7
De 1986 a 1990	0	6	80	0	0	1	6
De 1991 a 1995	0	0	1	0	0	0	2
De 1996 a 2001	0	0	0	1	6	2	5

Freguesias/Épocas Construção	1 Pavim.	2 Pavim.	3 Pavim.	4 Pavim.	5 Pavim.	6 Pavim.	>=7 Pavim.
São João	115	6	33	72	27	32	132
De 1946 a 1960	6	1	24	42	11	11	34
De 1961 a 1970	0	2	3	16	10	3	29
De 1971 a 1980	70	3	2	4	3	10	28
De 1981 a 1985	10	0	0	3	1	3	9
De 1986 a 1990	29	0	1	1	1	1	21
De 1991 a 1995	0	0	2	3	1	0	0
De 1996 a 2001	0	0	1	3	0	4	11
São João de Brito	32	44	123	102	82	19	129
De 1946 a 1960	19	42	113	85	56	5	76
De 1961 a 1970	9	1	5	10	22	10	42
De 1971 a 1980	1	0	1	1	3	2	8
De 1981 a 1985	3	0	0	0	0	1	1
De 1986 a 1990	0	0	1	0	0	0	0
De 1991 a 1995	0	0	3	2	0	0	2
De 1996 a 2001	0	1	0	4	1	1	0
São João de Deus	7	3	14	49	55	75	148
De 1946 a 1960	2	2	11	45	49	54	108
De 1961 a 1970	5	1	3	1	3	13	22
De 1971 a 1980	0	0	0	0	1	3	8
De 1981 a 1985	0	0	0	0	2	3	3
De 1986 a 1990	0	0	0	2	0	2	5
De 1991 a 1995	0	0	0	1	0	0	2
São Jorge de Arroios	9	16	17	43	73	75	218
De 1946 a 1960	3	4	9	18	34	23	74
De 1961 a 1970	3	4	4	14	20	21	77
De 1971 a 1980	2	5	3	5	8	10	29
De 1981 a 1985	0	1	1	0	4	7	11
De 1986 a 1990	0	0	0	0	0	3	5
De 1991 a 1995	1	1	0	4	2	4	8
De 1996 a 2001	0	1	0	2	5	7	14

Tabela 15 – Número de edifícios por época e por número de pavimentos (Fonte – INE)

Na leitura da tabela 14 e tabela 15, é possível verificar a existência de freguesias comuns perante dois critérios distintos. Para a selecção dos edifícios com estruturas de betão armado a constituir como amostra do caso de estudo, considera-se aqueles que estarão inseridos nas seguintes freguesias: Ajuda, Alvalade, Benfica, Lumiar, Marvila, Nossa Senhora de Fátima, Santa Maria de Belém, Santa Maria dos Olivais, São Domingos de Benfica, São Francisco Xavier, São João, São João de Brito, São João de Deus e São João de Arroios.

6.4 Características do clima da cidade de Lisboa

A localização geográfica da cidade de Lisboa proporciona-lhe um clima típico mediterrânico: devido à proximidade ao oceano Atlântico, ao rio Tejo, e à sua latitude. Estes são factores que contribuem para os Verões quentes e secos com precipitações preferenciais entre Outubro e Abril. A cidade é na generalidade caracterizada por uma temperatura média de 27,4 °C em Julho (estação Lisboa/Gago Coutinho) e mínima de 8,2 °C em Janeiro, com ventos de elevada frequência de Norte e NW. Os valores citados durante este capítulo traduzem médias observadas em cada período de referência (Alcoforado, 1993)

No que diz respeito aos ventos, a cidade de Lisboa sofre do efeito do acentuado crescimento urbano, impondo este a rugosidade suficiente para alterar as suas características. No estudo de (Alcoforado, et al., 2005), sobre as “Orientações Climáticas para a Cidade de Lisboa” refere-se a perda de velocidade dos ventos com o aumento da rugosidade na superfície urbana, e acelerações nas ruas, onde o vento é canalizado e conduzido a inversões de rumo. Estes factos estão na origem dos turbilhões que se formam a barlavento e sotavento dos obstáculos, ou seja, os próprios edifícios. Refere (Lopes, 2003) na sua tese de Doutoramento, que a velocidade do vento ao nível do solo chega a triplicar (figura 53), devido a esses fenómenos.

Demonstram estudos realizados, (Alcoforado, et al., 2005), que até aos anos 80 do século passado ocorreu perda de velocidade dos ventos, em cerca de 30 %, consequência da expansão urbanística e com maior incidência na zona a norte da 2.ª circular.

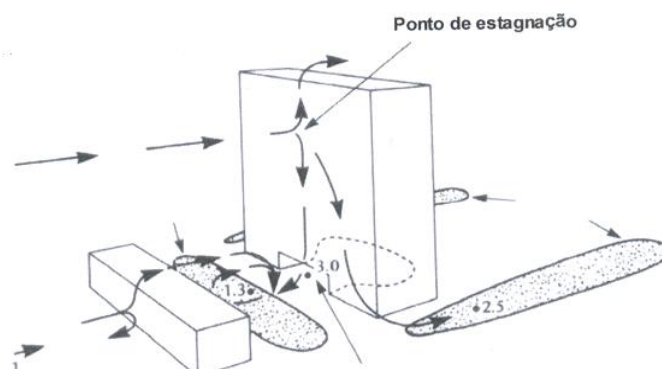


Figura 53 – Zonas de aumento de velocidade do vento em resultado de diferenças volumétricas urbanas (Lopes, 2003)

Conclui-se no mesmo estudo que no centro e sul da cidade de Lisboa a velocidade foi consideravelmente reduzida no referido período, o que permitiu estabelecer um limite aerodinâmico de redução da velocidade do vento, que passa por Benfica, Campolide, Campo Grande e Santa Maria dos Olivais conforme ilustra na figura 54.

Esta situação traduz-se pelo aumento de temperatura (pior arrefecimento) nas zonas a sul do limite aerodinâmico, pela falta de ventilação na cidade e pela consequente perda de qualidade do ar.

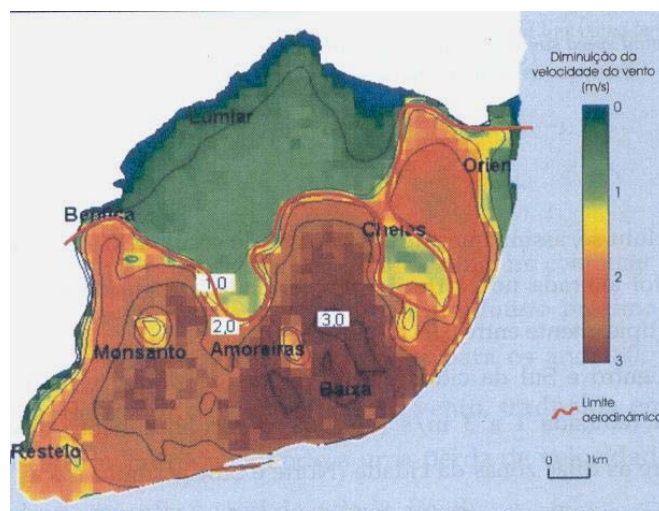


Figura 54 – Limite representativo da redução de velocidade do vento (Lopes, 2003)

Relativamente aos ventos são referidos dados anuais obtidos até aos anos 80, medidos na estação Lisboa/Portela, que pela sua importância se enumeram (Alcoforado, 1993);

- Os ventos de N e NW apresentam frequências que totalizam 41 %;
- No Verão a nortada ocorre em 70 % das tardes e todo o dia em 45 % dos dias;
- As brisas do oceano Atlântico e do rio Tejo ocorrem em 35 % dos dias de Verão (manhã e início da tarde);

- No Inverno os ventos de N e NW ocorrem em 27 % dos dias enquanto que no rumo SW e S ocorre em 29 % dos dias.

As temperaturas na cidade resultam de um conjunto complexo de factores e com inúmeras conseqüências. A cidade Lisboa à semelhança de quaisquer outras cidades apresenta uma ilha de calor^l. Este termo é relativo à atmosfera urbana inferior que corresponde à distância entre o nível do solo e o topo dos edifícios. Existem no entanto outros dois termos utilizados para a referir a chamada ilha de calor: atmosfera urbana superior e atmosfera urbana de superfície. Refere o estudo sobre as Orientações Climáticas para o Ordenamento em Lisboa (CEG^{li}), que o fenómeno da ilha de calor é causado pelos seguintes factores:

- Geometria urbana
 - Absorção da radiação solar como consequência dos materiais de construção utilizados;
 - Aumento da radiação com origem na atmosfera mais poluída, relação directa com o baixo SVF^{lii};
 - Diminuição da perda de radiação devido à redução do SVF;
- Poluição do ar
 - Aumento da radiação devido à atmosfera mais poluída;
- Emissão de calor a partir dos edifícios, tráfego e metabolismo dos organismos vivos
 - Aumento do efeito energético das áreas urbanas;
- Cobertura do solo e materiais de construção
 - Aumento do armazenamento do calor (inércia térmica) com origem nas características dos materiais de construção;
 - Redução da evapotranspiração, diminuição da cobertura vegetal e aumento das áreas impermeabilizadas.

A ilha de calor mais intensa na cidade de Lisboa é a nocturna, com diferenciais de temperatura situados entre +1 °C e +4° C (Alcoforado, 1993). Com origem na ocorrência de calma atmosférica durante o período nocturno, no qual o vento é fraco a moderado tanto nos períodos do Verão como nos de Inverno. De um modo simplificado pode referir-se que a ilha de calor da cidade situa-se nas freguesias do centro, demonstrando o estudo que tende a prolongar-se para as zonas das freguesias de: Alcântara, Prazeres, Coração de Jesus, Pena, Nossa S.^a Fátima, S. João de Deus, S. Jorge de Arroios. A distribuição dos diferenciais de temperatura

^l Característica de uma cidade quente rodeada pelo campo fresco. Essa zona resulta da integração de uma série de microclimas originados pela urbanização (Alcoforado, 1993).

^{li} CEG – Centro de Estudos Geográficos – Faculdade de Ciências de Lisboa

^{lii} SVF- sky view factor, é a razão entre a porção de céu observado a partir de um ponto na superfície terrestre e aquela que está disponível. Também é usual utilizar o factor que estabelece uma relação entre a largura das ruas e a altura dos prédios (Maria João Alcoforado, 2005).

normalizada^{liii} e da ilha de calor é observável na figura 55. Nesta figura recorre-se à sobreposição dos limites de freguesia para enquadramento do objectivo do presente estudo.

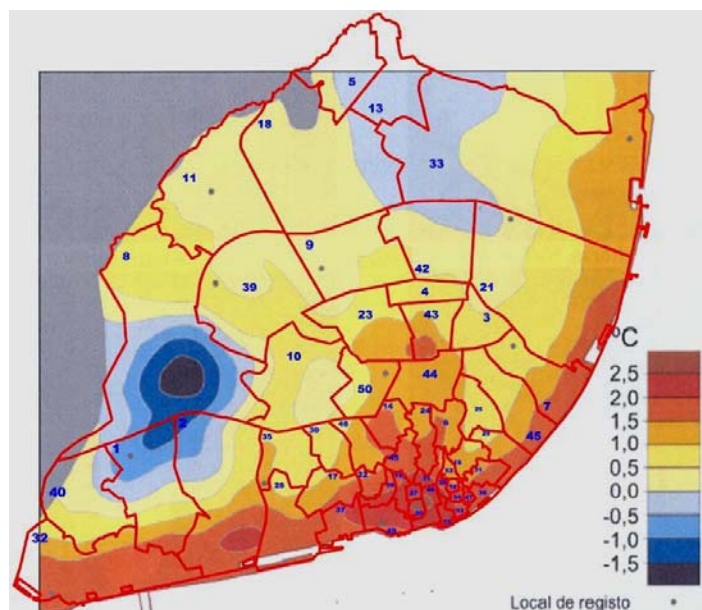


Figura 55 – Ilha de calor nocturna de Lisboa (noites com vento Norte moderado) (adaptado) (Alcoforado, et al., 2005)

Ainda no domínio das temperaturas refere a autora (Alcoforado, 1993) que os estudos efectuados entre 1947 a 1975, mostram um aumento teórico da temperatura, na máxima de Verão e na mínima de Inverno em cerca de 1,2° C. Refere que o período mais quente, Julho a Setembro, as temperaturas acima de 32° C representam 5% e 20% nas que foram superiores a 30 °C 20 % de frequência, e em cerca de 10 % das noites as temperaturas mínimas são superiores a 20 °C. Em contraste com o Verão, no Inverno as temperaturas mínimas ocorrem durante um curto espaço de tempo, de Dezembro a Janeiro, em que em 10 % dos dias ultrapassam os 10 °C e em 15 % dos dias são inferiores a 4 °C.

A insolação corresponde ao tempo de Sol descoberto, normalmente expresso em horas. Quando expresso em percentagem, designa-se por razão de insolação (RI), e resulta do quociente entre a insolação observada pela máxima possível no mesmo mês. No âmbito dos estudos realizados pela autora (Alcoforado, et al., 1993) no período de 1957 a 1988, esta analisa e quantifica a frequência da insolação.

A insolação (I) é como se sabe mais elevada no Verão do que no Inverno, no entanto, o facto é que todos os meses têm dias com várias horas de Sol descoberto. As observações feitas permitem obter $I > 0,80$ e em todos os meses pelo menos 20 % dos dias tiveram Sol.

No período de 1940 a 1980 Janeiro apresenta uma frequência de dias sem Sol semelhante aos dias com céu limpo (figura 56) Em Julho a frequência de dias com Sol apresenta uma distribuição assimétrica, sendo portanto maior número de dias com Sol, e poucos os dias de

^{liii} Quociente entre a diferença da temperatura observada num local (Tx) com a média de todos os locais (Tm) e o desvio padrão (Td), sendo assim $T = (Tx - Tm)/Td$

reduzida insolação. Um outro aspecto interessante é o número médio de dias consecutivos sem Sol ou de mau tempo, no Verão são 3, no Inverno são 6.

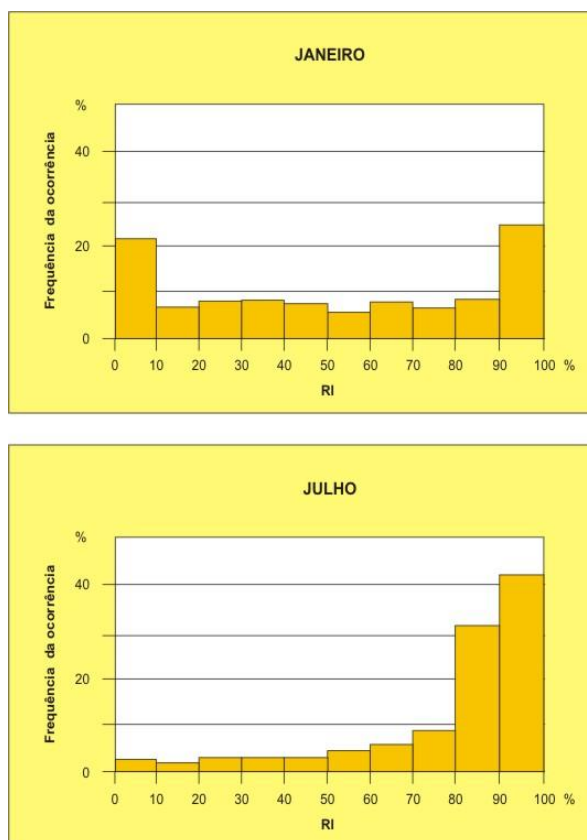


Figura 56- Frequência de ocorrência das razões de insolação (RI) em Lisboa (dados diários, 1940-1980)(Alcoforado, et al., 1993)

No interesse de estabelecer um paralelismo entre a acção dos parâmetros ambientais, o efeito da carbonatação, e os resultados dos ensaios a realizar sobre amostras seleccionadas, foram tratadas séries de dados^{liv} com médias mensais do período de 1951 a 2000. Esta informação foi subdividida em dois grupos de dados: um do período de 1951 a 1980 (Normais Climatológicas em suporte de papel do INMG), outro relativo ao período de 1971 a 2000 em suporte informático. A análise da informação será interpretada em conformidade com o conteúdo que cada registo possibilita, recorrendo-se tanto quanto possível à interpretação gráfica. A informação reporta-se a quatro estações que para o caso em estudo serão suficientes, e considerou-se a área de influência de cada estação meteorológica sobre cada freguesia pelo critério da menor distância.

A figura 57 ilustra graficamente a localização das estações sobre a delimitação administrativa da cidade. Para enquadramento e localização destas estações com a restante área da cidade enumeram-se coordenadas e outros elementos caracterizadores das referidas estações, assim:

^{liv} Informação facultada pelo INMG - Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, através dos boletins das Normais Climatológicas da região de Ribatejo e Oeste, 1951 a 1980, publicados em 1991, e dados publicados nas Normais Climatológicas disponíveis no site do INMG.

Estação Lisboa/Portela

- Corresponde ao Edifício do INMG no aeroporto da Portela
- Latitude geográfica: 38° 46' N
- Longitude geográfica: 9° 08' W
- Cota: 103 m

Estação Lisboa

- Jardim botânico da FCL - Rua da Escola Politécnica
- Latitude geográfica: 38° 43' N
- Longitude geográfica: 9° 09' W
- Cota: 77 m

Estação Lisboa /Cabo Ruivo

- Junto à doca em Cabo Ruivo
- Latitude geográfica: 38° 45' N
- Longitude geográfica: 9° 06' W
- Cota: 16 m

Estação Lisboa/Tapada

- Tapada do ISA - Agronomia
- Latitude geográfica: 38° 42' N
- Longitude geográfica: 9° 11' W
- Cota: 50 m

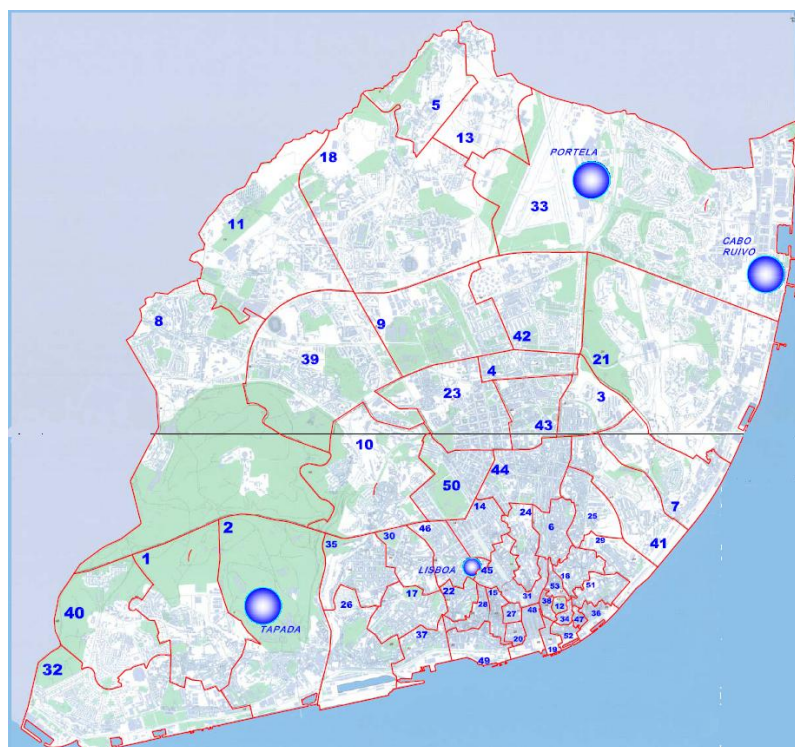


Figura 57 - Mapa de Lisboa com a localização das estações meteorológicas do INMG.

As tabelas 17, 18, 19 e 20 representam em cada estação meteorológica, as médias calculadas no período de 1951 a 1980, para a humidade relativa do ar às 6 h, 12 h e 18 h, a precipitação média diária mensal, e a precipitação média dos máximos diários mensais^{iv}.

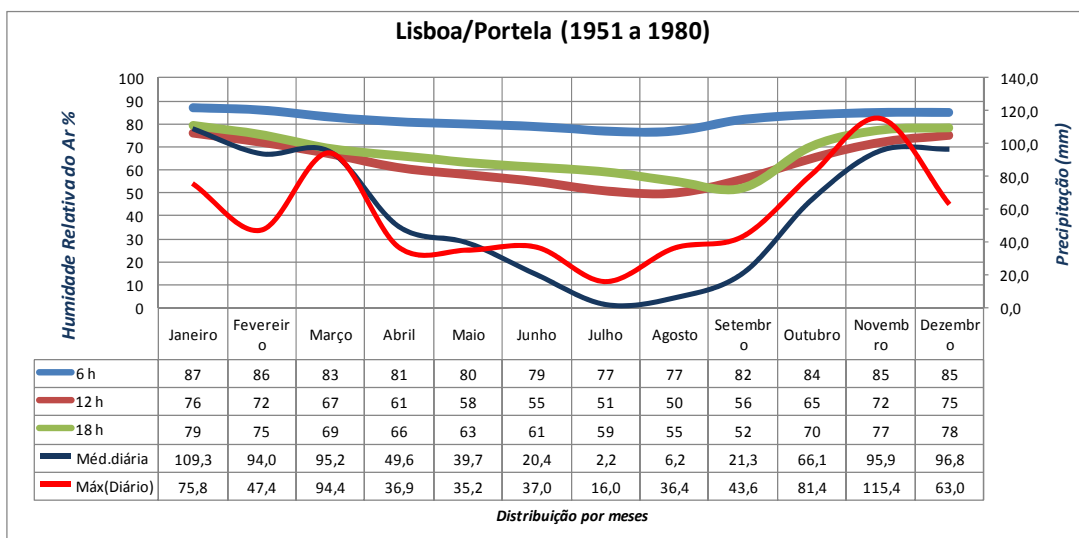


Tabela 16 – Dados meteorológicos da estação Lisboa/Portela (Fonte – INMG)

Estação Portela

A tabela 16 indica os valores tomados para uma área de influência considerável (zona norte de morfologia idêntica), englobando as seguintes freguesias: S.^a M.^a dos Olivais, Charneca, Ameixoeira, S. João de Brito, Lumiar e Campo Grande. Para o caso da humidade relativa do ar os valores mantêm-se praticamente constantes às 6 horas da manhã durante todos os meses do ano, e diminuem ao longo do dia até depois das 18 horas, sendo este efeito mais acentuado nos meses de Junho a Setembro. A precipitação reflecte ritmos distintos ao longo do dia e em cada mês. De um modo geral verifica-se que ocorrem chuvas de grande intensidade, em curtos períodos de tempo, por oposição a longos períodos sem chuva. Este facto é detectável pela observação do máximo diário mensal, bem superior à média diária no mesmo mês, entre 1951 e 1980. Na análise quantitativa e na transformação dos totais mensais em diários, conclui-se terem existido ritmos de precipitação distintos e alternados, o que significa dias ou meses com forte precipitação e também dias ou meses sem qualquer precipitação.

^{iv} As linhas das 6h, 12h e 18h referem-se aos valores da humidade relativa do Ar em %. As linhas do Total e Máx. (diário) referem-se à precipitação em mm ou L/m².

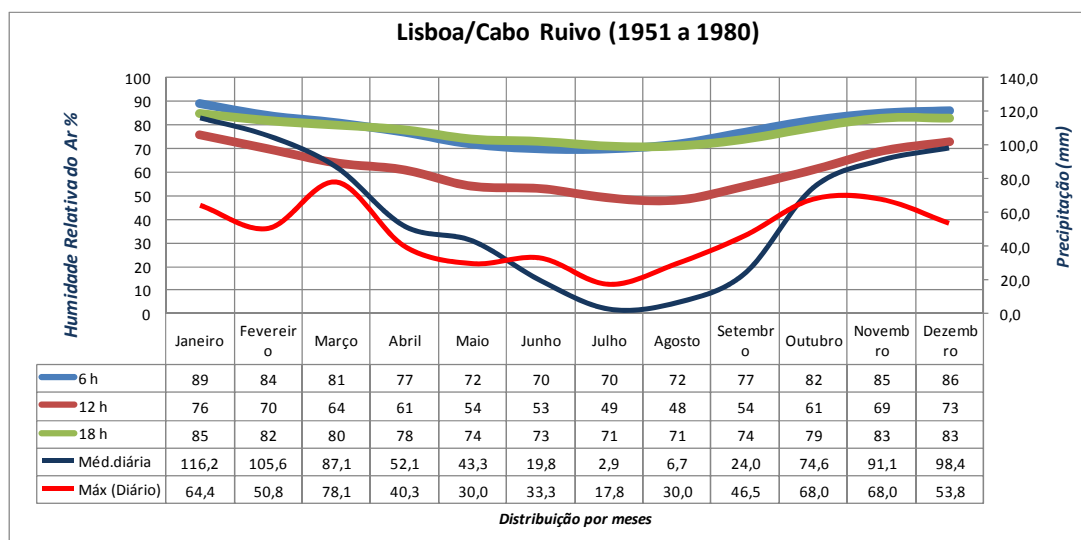


Tabela 17 - Dados meteorológicos da estação Lisboa/Cabo Ruivo (Fonte – INMG)

Estação Cabo Ruivo

Localizada na freguesia de Santa Maria dos Olivais esta estação permite medir o impacto da proximidade do rio Tejo, nomeadamente a humidade relativa do ar. As brisas do fim de tarde, focadas pela autora (Alcoforado, 1993) demonstram-se pela quase sobreposição da humidade relativa das 18 horas sobre as 6 horas (tabela 17).

Contudo, verifica-se que pelas 12 horas os valores médios da humidade relativa do ar são mais baixos, quando comparados com os da estação Portela. A precipitação em média não difere da registada na estação da Portela, com a diferença de que em termos de total anual ocorre mais chuva em Cabo Ruivo do que na Portela. Como contrapartida é mais intensa nesta última estação, ou seja, mais precipitação em menos tempo.

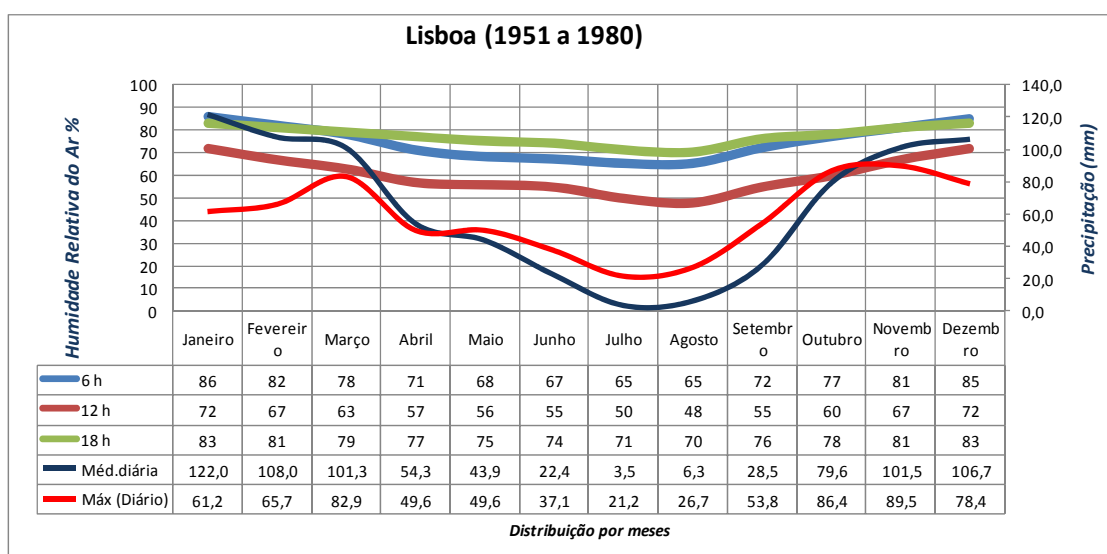


Tabela 18 - Dados meteorológicos da estação Lisboa (Fonte – INMG)

Estação Lisboa

Pela sua localização poder-se-á afirmar que os dados são aplicáveis às freguesias de: St.^a Isabel, S. Mamede, Coração de Jesus, S. José, Mercês e S. Sebastião da Pedreira. Esta estação (figura 18) aproxima-se da zona abrangida pela ilha de calor e com reflexos no valor da humidade relativa do ar. Se às 6 horas os valores médios daquela são idênticos aos das outras estações o mesmo não acontece com as medições às 12 horas, que na generalidade são 20 % abaixo dos valores obtidos às 6 horas. A distribuição e ritmo da precipitação não difere das restantes estações, contudo, é de assinalar que regista maior valor da precipitação em todos os meses, não registando valores elevados em termos de máximos diários.

Estação Tapada

Não consta nos boletins do INMG qualquer registo de medições da humidade relativa do ar às 12 horas (tabela 19). À semelhança das demais estações os registos às 6 horas não diferem muito de mês para mês. Com uma diminuição em cerca de 10 % nos registos lidos às 18 horas em relação aos das 6 horas, e tomando em consideração os valores medidos na estação mais próxima (estação Lisboa), os valores das 12 horas não serão certamente mais baixos que os da estação Lisboa. A precipitação é muito similar à que ocorre na estação Lisboa. Os resultados desta estação podem ser considerados para as seguintes freguesias: Ajuda, S. Maria de Belém (orientes), S.^{to} Condestável (ocidente), Prazeres (ocidente) e Benfica (sul). Não deixa de ser importante assinalar a proximidade à serra de Monsanto.

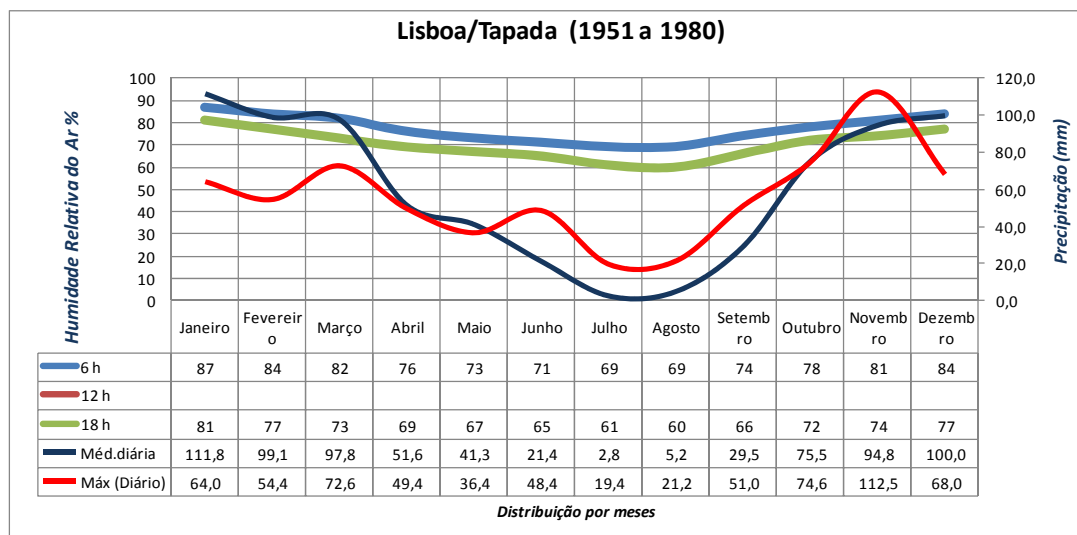


Tabela 19 - Dados meteorológicos da estação Lisboa/Tapada (Fonte – INMG)

Na sistematização de dados das quatro estações analisadas, é possível verificar o ritmo intermitente das chuvas pelo resultado da análise comparativa entre os máximos ocorridos num dia, face à precipitação ocorrida no mês. Relativamente ao período de 1971 a 2000 não é observável alteração climática substancial comparativamente ao período 1951 a 1980, tendo por base os valores da estação da Portela, os únicos disponibilizados pelo INMG.

Por último, a título informativo, no estudo realizado pela autora (Alcoforado, et al., 1993) para Lisboa, esta refere que o período de retorno das chuvas de maior intensidade ocorre de 2 em 2 anos de 42 mm/m² e de 10 em 10 anos de 66 mm/m².

6.5 Critérios de base na selecção das amostras

O desenvolvimento de uma campanha de ensaios em todos os edifícios de estrutura de betão armado do período de 1946 a 2001 na cidade de Lisboa seria uma tarefa quase impossível pela dimensão do parque edificado, mas também pela falta de interesse ou mesmo incompreensão por parte dos proprietários.

Para a definição dos critérios a utilizar na selecção de amostras do presente estudo, considerou-se que seria interessante o cruzamento das seguintes condições:

- Obter resultados de ensaios sobre um edifício de cada período;
- Utilizar como amostras os edifícios das freguesias com maior fluxo de edificação no período em estudo;
- Escolher edifícios em que o número de pavimentos é significativo;
- Escolher as freguesias ilustrativas das influências de parâmetros ambientais ou de localização face à morfologia da cidade.

Não foi no entanto possível, no âmbito do presente estudo, implementar todas as condições antes referidas nos critérios para a selecção das amostras. Como se verá mais à frente, com os seis edifícios analisados (tabela 20), já foi possível sistematizar alguns resultados.

A figura 58 ilustra a localização das amostras na cidade, mapeada por freguesias e com a localização das estações meteorológicas. Os edifícios referidos, correspondem aos locais onde foi possível realizar ensaios in situ e obter carotes para o desenvolvimento de ensaios em laboratório.

Os seis edifícios observados disponibilizam características que se enquadram nos objectivos anteriormente referidos: têm diferentes idades, localizam-se em diferentes freguesias, com exclusão de duas das amostras; inserem-se em freguesias com influência do clima da cidade e dos parâmetros ambientais. Acresce que estas freguesias tiveram uma evolução da edificação que se enquadra no âmbito dos pressupostos previamente estabelecidos.

Na preparação do trabalho de campo foi adoptado um critério de codificação do edifício, fazendo a este corresponder um número. Este número, traduz os dígitos utilizados para referenciar a freguesia, separado por um ponto seguido do número de ordem da amostra dentro de cada freguesia. Assim por exemplo, ao primeiro edifício localizado na freguesia de Santa Maria dos Olivais (código 33), será atribuído código 33.1. Cada edifício passa a assumir a designação de amostra. Em cada provete obtido, no referido edifício, assume o identificador 33.1.1, no caso de ser o primeiro, 33.1.2 para o segundo provete e assim sucessivamente. Estes provetes, nos ensaios de laboratório, são designados por uma letra (tabela 20).

Freguesias/Épocas	1 Pavim.	2 Pavim.	3 Pavim.	4 Pavim.	5 Pavim.	6 Pavim.	>=7 Pavim.	Cod. Freg	Morada	Amostra	Provete	Ano	Volume obra	Data dos ensaios
												Edificação		
Alvalade	14	21	11	61	85	82	163	4						
De 1946 a 1960	11	4	5	47	70	69	101							
De 1961 a 1970	3	16	4	12	9	9	54		Rua Conde Sabugosa, 29	4.2	E	1964	51437	07-05-2009
De 1971 a 1980	0	0	1	0	5	4	4							
De 1981 a 1985	0	0	0	2	0	0	1							
De 1986 a 1990	0	1	0	0	1	0	2							
De 1991 a 1995	0	0	1	0	0	0	1							
Santa Maria dos Olivais	80	311	195	338	247	114	392	33						
De 1946 a 1960	8	110	19	33	5	0	4		Rua General Silva Freire, 14 a 16	33.1	A e B	1960	39461	16-04-2009
De 1961 a 1970	46	119	125	285	157	13	190		Rua Almada Negreiros, Lt 491	33.2	C e D	1962	16001	06-05-2009
De 1971 a 1980	24	38	16	13	43	52	78							
De 1981 a 1985	1	7	2	0	5	4	5							
De 1986 a 1990	0	8	7	1	6	6	10							
De 1991 a 1995	0	26	15	3	4	10	48							
De 1996 a 2001	1	3	11	3	27	29	57							
São João de Deus	7	3	14	49	55	75	148	43						
De 1946 a 1960	2	2	11	45	49	54	108							
De 1961 a 1970	5	1	3	1	3	13	22		Av. Sacadura Cabral, 45	43.1	F	1973	59077	08-05-2009
De 1971 a 1980	0	0	0	0	1	3	8							
De 1981 a 1985	0	0	0	0	2	3	3							
De 1986 a 1990	0	0	0	2	0	2	5							
De 1991 a 1995	0	0	0	1	0	0	2							
São Jorge de Arroios	9	16	17	43	73	75	218	44						
De 1946 a 1960	3	4	9	18	34	23	74							
De 1961 a 1970	3	4	4	14	20	21	77							
De 1971 a 1980	2	5	3	5	8	10	29		Av. Almirante Reis, 71	44.1	-	1980	61492	06-05-2009
De 1981 a 1985	0	1	1	0	4	7	11							
De 1986 a 1990	0	0	0	0	0	3	5							
De 1991 a 1995	1	1	0	4	2	4	8							
De 1996 a 2001	0	1	0	2	5	7	14							
São Mamede	0	4	4	16	23	6	31	46						
De 1946 a 1960	0	1	1	4	5	6	16							
De 1961 a 1970	0	0	1	1	8	0	9							
De 1971 a 1980	0	1	0	1	0	0	3		Rua Castilho, 5	46.1	G e H	1973	58650	16-04-2009
De 1981 a 1985	0	0	1	5	5	0	2							
De 1986 a 1990	0	0	1	1	1	0	0							
De 1991 a 1995	0	1	0	2	4	0	0							
De 1996 a 2001	0	1	0	2	0	0	1							

Tabela 20 – Quadro síntese das amostras onde foram realizados os ensaios

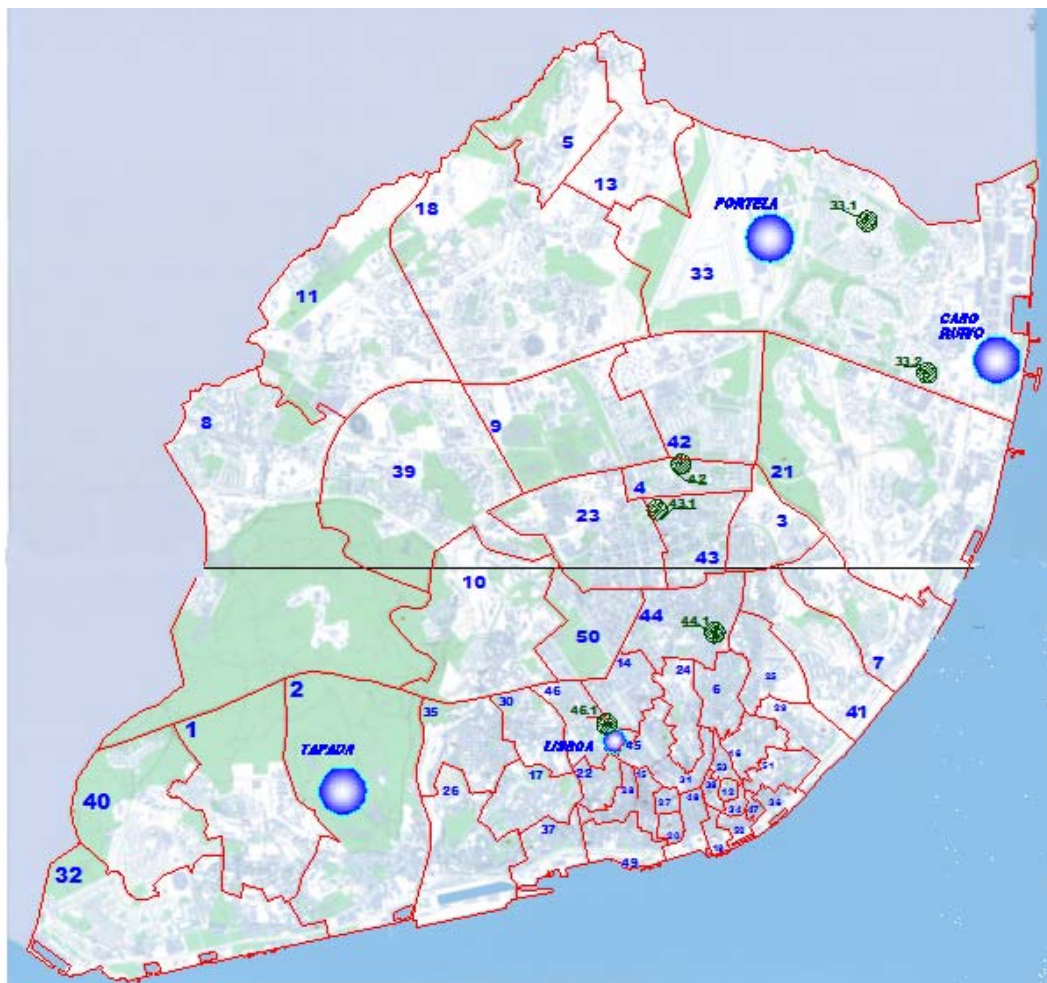


Figura 58 – Mapa de Lisboa – Localização das estações e dos edifícios utilizados como amostra

Pelos condicionalismos já referidos anteriormente e disponibilidade de amostras para realizar ensaios, construiu-se a tabela 20 resultado do universo definido na tabela 15. Na tabela 20, as amostras identificam-se pelo código de freguesia, morada, identificador de provete, ano em que foi executada a estrutura de betão armado (início da obra), número do processo de obra, alvo de pesquisa realizada no Arquivo Municipal da Câmara Municipal de Lisboa, e data dos ensaios realizados.

6.6 Ensaios: recursos, metodologias e resultados

Sobre as seis amostras representativas do caso de estudo e independentemente do número de pisos de cada edifício, os ensaios foram realizados ao nível do piso 0, e envolveram a extracção total de 8 provetes. Estes foram utilizados na determinação da profundidade de carbonatação e na realização de ensaios em laboratório.

Nos próximos dois subcapítulos descrevem-se os recursos e metodologias dos ensaios in-situ e em laboratório, para posteriormente se abordar os resultados obtidos em cada amostra e respectivos provetes.

No último capítulo, em considerações finais, serão analisados os dados globalmente na cidade (figura 78), segundo a perspectiva de impacto da carbonatação relacionando os contributos dos parâmetros ambientais, características do betão e localização de cada provete na amostra.

6.6.1 Ensaios in situ: recursos e metodologias

Sintetiza-se na tabela 21 os equipamentos utilizados versus informação obtida, nos ensaios realizados *in-situ*. Para cada conjunto de ensaios realizado sobre uma amostra foram criadas fichas relatório de registo de dados. Em anexo apresenta-se a amostra 4.2 referente ao edifício localizado na freguesia de Alvalade.

Equipamento/Produto	Informação	Unidade de medida
Detector de armaduras	Localização da armadura	
	Profundidade da armadura	mm
Esclerómetro de Schmidt	Resistência superficial	MPa
	Índice esclorométrico	
Solução de Fenolftaleína (auxiliar - craveira)	Profundidade de carbonatação	mm
Humedímetro	Humidade superficial	%
Termo-Higrómetro	Humidade relativa do ar	%
	Temperatura do ar	° C
Analizador Digital (On-line)	CO2 no ar	ppm
Carotadora (Diam 52)	Extracção de provetes (L = 60)	mm
PC - Portátil	Registo de dados	

Tabela 21 – Recursos utilizados nos ensaios *in-situ*

O conteúdo da ficha relatório (exemplo em anexo), de cada amostra, desenvolve-se em cinco quadros:

- O primeiro dedicado a informações genéricas de carácter histórico e processual, de localização e dados geográficos;
- O segundo quadro fornece os dados obtidos na determinação do recobrimento, igualmente utilizado para a detecção e localização das armaduras;
- O terceiro, os dados obtidos com o esclerómetro e respectivos cálculos da resistência superficial, designada por resistência à compressão *in situ*;
- O quarto relativo à determinação da profundidade de carbonatação após a extracção do provete;
- O quinto quadro reporta os dados recolhidos dos parâmetros; humidade relativa do ar, temperatura, humidade relativa superficial e dióxido de carbono no ar, bem como os respectivos cálculos.

A metodologia utilizada nos ensaios in situ, em cada amostra, consistiu nos seguintes procedimentos:

1. Para determinar a localização das armaduras e respectivo recobrimento, utilizou-se um equipamento electrónico de indução electromagnética (figura 59). Com recurso a um marcador (sem elementos metálicos) assinala-se o desenvolvimento das armaduras, registando simultaneamente os valores obtidos de recobrimento.



Figura 59 – Exemplo de detecção armadura e recobrimento (amostra 33.1)

2. O índice esclerométrico (NP EN 12504 - 2: 2003) foi obtido por cálculos após a leitura de 12 impactos por esclerómetro (figura 60), na zona escolhida para os ensaios e numa área aproximada de 40 cm x 40 cm (valor condicionado para cada caso). Os impactos foram realizados com um afastamento superior a 2,5 cm entre eles, evitando zonas desagregadas porosas ou rugosas. Os cálculos realizados tiveram em conta as leituras superiores a 20 % que diferiam da média em 6 unidades, sendo neste caso realizadas novas leituras.

Na determinação da resistência à compressão in situ, utilizou-se o ábaco do equipamento que relaciona o índice esclerométrico com o índice obtido, esta metodologia tem sido vulgarmente utilizada até aos dias de hoje. Mais recentemente a NP EN 13791:2008, define no entanto para cálculo numérico as funções matemáticas das curvas a seguir indicadas para obter a respectiva resistência à compressão in situ:

$$f_R = 1,25 \times R - 23 \quad \text{quando } 20 \leq R \leq 24$$

$$f_R = 1,73 \times R - 34,5 \quad \text{quando } 24 \leq R \leq 50$$

Tal que:

R – resultado do ensaio do esclerómetro com base na NP EN 12504-2:2003

f_R – valor da resistência in situ

O valor da resistência à compressão in situ característica resulta das seguintes condições:

- A avaliação tem por base a análise em 15 áreas de ensaio;
- O desvio padrão (Δ) deve ser calculado dos resultados de ensaio ou igual a 3,0 N/mm², devendo considerar-se o maior valor.

A resistência à compressão in situ característica será o menor valor de:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \times \Delta \quad \text{ou}$$

$$f_{ck, is} = f_{is, menor} + 4$$

Em que:

$f_{ck, is}$ - resistência à compressão in situ característica,

$f_{m(n), is}$ – media dos resultados de n resultados da resistência à compressão in situ,

$f_{is, menor}$ – menor resultado do ensaio da resistência à compressão in situ.



Figura 60 – Ensaio esclerométrico (amostra 4.2)

Considerando que o número de ensaios realizados se processou numa única zona, onde foi extraído o provete, nas fichas de relatório de ensaio (exemplo em anexo) simulou-se os dois métodos adoptando para resistência à compressão in situ característica o menor dos valores obtidos.

3. Assinaladas as armaduras na primeira acção procedeu-se à montagem da carotadora (figura 61 b), com coroa de 52 mm na zona a perfurar, onde não houvesse armaduras. Com movimento lento auxiliado pela rotação do manípulo de comando efectuou-se a perfuração até obter a profundidade de 60 mm controlada pela régua e indicador instalado na máquina. Após a extracção do provete pulveriza-se a sua superfície com a solução alcoólica de fenolftaleína (figura 61 a). Sabendo-se que esta é um indicador ácido-base com intervalo de viragem de pH entre 8,2 a 9,8, variando a tonalidade de incolor (ácido) a violeta (base), permite a leitura da profundidade de carbonatação. Obtêm-se assim a leitura, na craveira em mm, de um valor médio da frente carbonatada (figura 61 c).

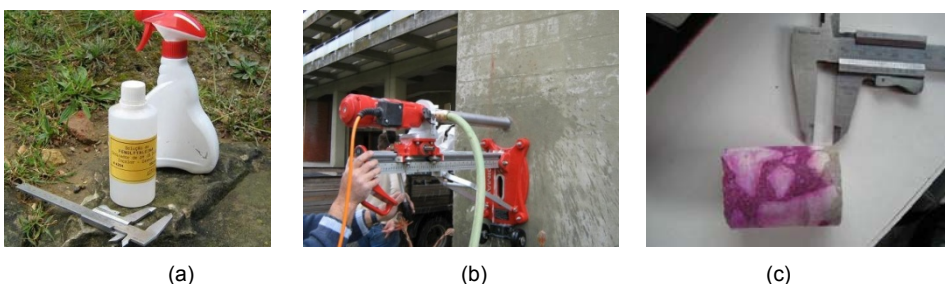


Figura 61 – (a) Solução de fenolftaleína, pulverizador e craveira, (b) Acção de perfuração, carotadora, (c) Medição da profundidade de carbonatação (amostra 33.1)

4. Durante o período dos ensaios foram realizadas, em simultâneo: medições de CO_2 , humidade relativa do ar, temperatura e humidade superficial do betão. A medição do dióxido de carbono, em ppm, obteve-se pela utilização do medidor TelAire da GE (figura 62 c), com registo on-line no computador portátil. Das medições realizadas em intervalos de 10 minutos, é posteriormente calculada a média tal como se ilustra no quadro 5 da ficha de relatório em anexo. Para os mesmos intervalos de tempo,

utilizando o termo-higrómetro (figura 62 a), registou-se a humidade relativa do ar e temperatura. O mesmo processo foi adoptado para o humedímetro de superfície na avaliação da humidade superficial do betão.



(a) (b) (c)
Figura 62 – Esquema tipo na medição dos parâmetros, (a) termo higrómetro, (b) portátil, (c) medidor de CO₂

Após as operações descritas e terminados os ensaios, os provetes foram colocadas em embalagens de fecho hermético e identificadas pelo código anteriormente referido tal como se ilustra na figura 63.



Figura 63 – Provette identificado para ensaios em laboratório (Amostra 46.1)

6.6.2 Ensaio em laboratório: recursos e metodologias

Os ensaios em laboratório realizados sobre os provetes obtidos nas amostras, foram submetidos a:

- Absorção de água por imersão (Especificação LNEC E 394 – 1993)
- Determinação da massa volúmica do provete saturado (Especificação LNEC E 394 – 1993);
- Absorção de água por capilaridade (Especificação LNEC E 393 – 1993)

- Determinação da resistência à compressão (NP EN 12390 – 3 – 2002)

A título de exemplo anexa-se um conjunto de boletins do provete referente à amostra 4.2 da freguesia de Alvalade.

Os ensaios realizados em laboratório, são na generalidade descritos por especificações e normas que estabelecem definições, identificam equipamentos e técnicas a utilizar, bem como a obtenção dos resultados. Mais adiante desenvolve-se a interpretação e análise dos resultados obtidos.

A massa volúmica saturada foi obtida durante a realização do ensaio de determinação da absorção de água por imersão à pressão atmosférica. Este ensaio foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 394 – 1993, utilizando a técnica referida no ponto 6. O valor obtido para a massa volúmica saturada resulta da leitura fornecida automaticamente pelo dispositivo da balança e corresponde ao volume do material considerando os seus poros ou seja o volume de vazios. O valor obtido contribui para a caracterização qualitativa do betão.

A absorção de água por imersão foi determinada de acordo com a especificação referida, e mede a percentagem da água absorvida, por aumento da massa do provete imerso, em função da massa do provete seco. Este parâmetro também serve para avaliação da qualidade do betão.

Considerando:

m_1 - massa do provete saturado no ar, em gramas,

m_2 - massa hidrostática do provete saturado, em gramas,

m_3 - massa do provete seco, em gramas.

Obtêm-se a absorção de água por imersão:

$$\frac{m_1 - m_3}{m_1 - m_2} \times 100$$

A especificação LNEC E 393 – 1993 relativa à determinação da absorção de água por capilaridade permite obter a ascensão capilar e a absorção por capilaridade, expressas em mm e gramas por milímetro quadrado respectivamente. Durante este ensaio realizado em 72 horas, efectuaram-se medições relativas ao aumento da massa do provete e altura da água ao fim de 3, 6, 24 e 72 horas. Apesar de a especificação definir que a altura dos provetes deve ser o dobro do diâmetro, facto que não se verificava, os resultados obtidos consideram-se válidos no âmbito e objectivo deste estudo. Os valores obtidos para o caso da absorção capilar resultam do quociente do aumento da massa ($m_i - m_o$) pela superfície do provete em contacto com a água no tempo t_i . A ascensão capilar foi obtida pela média aritmética das quatro leituras efectuadas no tempo t_i . Este ensaio permite caracterizar a estrutura da rede porosa do betão, com incidência na absorção superficial. Avaliam-se também qualitativamente os poros capilares, maiores ou menores em função dos valores da absorção e consequentemente reflecte a qualidade do referido betão. A figura 64 ilustra uma das fases do referido ensaio.



Figura 64 – Fase do ensaio de absorção por capilaridade

O ensaio da resistência à compressão realizado em conformidade com a NP EN 12390 – 3: 2003, teve de obedecer ao factor de correcção dimensional para provetes cilíndricos fora das dimensões normalizadas com base na BS 1881:1952^{lvi}. Assim determina-se a tensão de rotura expressa em MPa (N/mm²) com base na seguinte expressão:

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

Em que:

f_c – Resistência à compressão em N/mm² (MPa),

F – Carga máxima à rotura em N,

A_c – Área da secção transversal do provete em que a força foi aplicada, dimensões corrigidas de acordo com o anexo da norma, expressa em mm².

Com base nos resultados obtidos no ensaio e na NP EN 13791 2008 foram definidas as classes de resistência do betão a título meramente indicativo^{lvii}. Na figura 65, ilustra-se as fases deste ensaio sobre o provete A da freguesia de S. Maria dos Olivais.

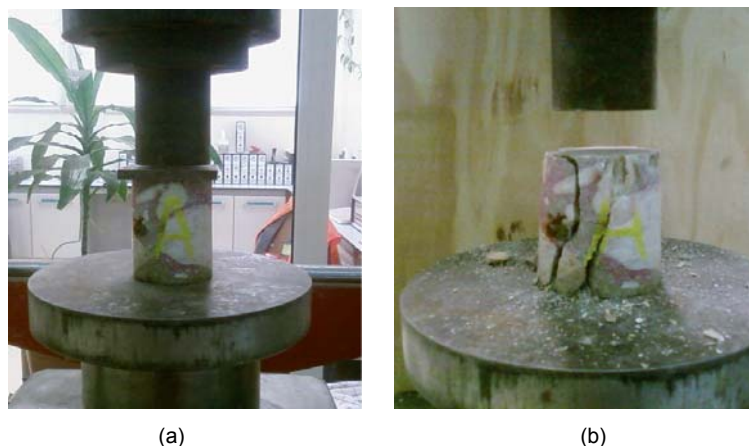


Figura 65 – Fases do ensaio de resistência à compressão (a) início do ensaio, (b) fim do ensaio (amostra 33.1 - provete A)

^{lvi} No caso concreto e de acordo com o boletim de ensaio, em anexo, foi introduzido o factor 0,93. Não foi considerada a idade do betão.

^{lvii} Nas considerações finais esclarece sobre a metodologia adoptada na classificação.

Os provetes submetidos a ensaios correspondem aos edifícios, identificados como amostras neste estudo, cujo betão tem idades entre os 29 e 49 anos. Como anteriormente foi referido, esta informação foi obtida por consulta dos processos no arquivo da Câmara Municipal de Lisboa.

6.6.3 Resultados da amostra 33.1

Freguesia:

Santa Maria dos Olivais (figura 58 – Id. 33.1)

Idade do betão: 49 anos

Provetes: A – Parede no alçado norte (figura 66)

B – Pilar no alçado norte (figura 66)



Figura 66 – Amostra 33.1

Amostra	33.1									
Provete	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica $f_{ck, is}$ (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO2 (PPM)	
Local: Id1	Médio	Máx.	Mín.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.	
A	26,3	33,0	17,0	30,9	12,3	13,2	77,1	12,1	446,8	
Local: Id2	Médio	Máx.	Mín.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.	
B	43,3	50,0	35,0	28,9	9,5	13,2	70,6	11,3	449,8	
Provete	Massa volúmica saturada (Kg/m3)	Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/m2)	Tensão à rotura - ensaio f_c (MPa)	Resistência à compressão f_{cm} (Mpa)	Classe de resistência do betão (NP EN 13791 2008)			
Local: Id1										
A	2444	9,64	15,13	0,00487	35,0	24,1	C20/25			
Local: Id2										
B	2508	6,78	18,93	0,00270	65,0	44,8	C45/55			

Tabela 22 – Quadro de resultados dos ensaios da amostra 33.1, provetes A e B

Observação visual:

Degradação do betão generalizada, armaduras expostas, delaminação e destacamento, em particular: nas cortinas, palas e paredes. Estas peças têm espessuras de 10 cm a 20 cm. Ao nível do piso térreo, os pilares não apresentam qualquer sintoma de degradação.

Qualidade do betão:

Razoável, considerando os valores obtidos na tensão à rotura, massa volúmica, absorção e absorção capilar^{lviii} (tabela 22). O valor obtido no ensaio de resistência à compressão reflecte a existência o aumento da resistência no tempo com o prolongamento da hidratação do betão. Os valores obtidos na resistência à compressão in situ característica são semelhantes entre si, no entanto os valores obtidos do ensaio de tensão à rotura essa aproximação não se verifica (tabela 22). O factor correctivo dimensão, aplicado no ensaio de tensão à rotura, poderá estar na origem no facto anteriormente referido. Em concreto no provete B (figura 64).

^{lviii} Considerando os aspectos referidos pelos autores nos capítulos anteriores, na avaliação da qualidade do betão. A avaliação da massa volúmica resulta da definição do ponto 3.1.7 da NP EN 206-1:2007

Particularidades:

As tensões à rotura poderão estar beneficiadas pela presença de agregados de grande dimensão, como se ilustra na figura 64 e figura 65 (provete A e B). Outro aspecto importante, relacionado com a dimensão do agregado, está ilustrado na figura 65 (b) no processamento das linhas de rotura na vizinhança do referido agregado.

Estrutura interna:

Os valores obtidos na absorção capilar sugerem, no provete B uma rede capilar de pequena dimensão comparando com o valor obtido para o provete A, no entanto no caso da altura de ascensão capilar a ordem de grandeza dos valores inverte-se. A presença do agregado de grande dimensão e as dimensões do provete poderá justificar este último aspecto. Sabe-se que a ascensão capilar é proporcional à raiz quadrada do tempo e do raio capilar, o que torna difícil a interpretação.

Impacto da carbonatação:

Os resultados obtidos indicam, menor profundidade de carbonatação no provete B comparando com o provete A (tabela 22). A zona correspondente ao provete A apresenta um valor mínimo de 17 mm no recobrimento das armaduras, frente carbonatada a 12,3 mm da superfície do betão e aproximadamente o dobro em valor para absorção capilar. De facto, no provete B obteve-se menor profundidade de carbonatação consequência de uma melhor condição do betão.

A localização da amostra, sob influência de condições extremas climáticas, avaliado pela tabela 16 e pela figura 78, terá constituído um forte contributo na acção do agente externo agressivo, o CO₂.

Comentário final:

Considerando a idade da amostra e a influência dos parâmetros ambientais, a carbonatação do betão foi lenta, em grande parte devido à razoável qualidade do betão. Existiram provavelmente dois comportamentos distintos nas duas zonas durante a execução da obra: no fabrico, colocação, cofragens ou compactação. Em todo o caso identificam-se dois aspectos: a resistência à compressão in situ tem valores semelhantes nos dois locais e o baixo recobrimento das armaduras nas peças de betão à vista com reduzidas espessuras.

6.6.4 Resultados da amostra 33.2

Freguesia:

Santa Maria dos Olivais (figura 58 – Id. 33.2)

Idade do betão: 47 anos

Provetes: C – Pilar no alçado sul

D – Pilar no alçado norte (figura 67)



Figura 67 – Amostra 33.2

Amostra	33.2								
Provete	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica $f_{ck, is}$ (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO ₂ (PPM)
Local: Id1	Médio	Máx.	Min.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.
C	24,0	30,0	17,0	24,7	16,0	26,73	25,63	5,36	422,50
Local: Id2	Médio	Máx.	Min.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.
D	25,5	31,0	18,0	21,5	10,0	26,73	25,63	5,36	422,50
Provete	Massa volumica saturada (Kg/m ³)		Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/m ²)	Tensão à rotura - ensaio f_c (MPa)	Resistência à compressão f_{cm} (Mpa)	Classe de resistência do betão (NP EN 13791 2008)	
Local: Id1									
C	2406		10,94	21,68	0,00397	50,0	34,5	C35/45	
Local: Id2									
D	2373		9,41	16,63	0,00602	33,5	23,1	C25/30	

Tabela 23 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 33.2, provetes C e D

Observação visual:

Nos alçados do edifício são visíveis os efeitos da degradação do betão. Em diversos pontos dos pilares e vigas as armaduras estão expostas ou em vias de ficarem expostas. Os exemplos de desagregação da camada de recobrimento e delaminação são inúmeros.

Qualidade do betão:

Os valores obtidos nos ensaios em laboratório (f_c) e da resistência superficial ($f_{ck, is}$) indicam um betão de boa qualidade (tabela 23). Estes valores na zona do provete C são significativos comparando com os valores do provete D, pode este facto traduzir que a hidratação do betão nessa zona se desenvolveu no tempo. Os provetes foram obtidos em pilares à mesma cota e próximos entre si, pelo que a diferença de valores obtidos na resistência à compressão (f_{cm}), entre provetes, poderá ter origem na colocação ou compactação do betão.

Particularidades:

Como se ilustra na figura 64 e figura 65 (provete C e D), o agregado não apresenta grande dimensão. Os resultados obtidos na resistência superficial ($f_{ck, is}$) estão próximos da resistência à compressão (f_{cm}) obtida, isto no caso do provete D (tabela 23).

Estrutura interna:

Os valores obtidos na absorção capilar e ascensão capilar, sugerem uma rede porosa de considerável dimensão. Este facto foi constatado após a extracção dos provetes (figura 68).



Figura 68 – Provete C

Impacto da carbonatação:

Os resultados obtidos na profundidade de carbonatação poderão ter origem nos seguintes aspectos: rede capilar de dimensão significativa e predominância dos factores ambientais devido à localização do edifício (figura 77). Este último aspecto é igualmente legível na tabela 17, no que respeita aos valores da humidade relativa do ar no início e fim do dia, por influência da proximidade do Tejo, na precipitação e na malha de temperaturas ilustrada na figura 55. Esta zona da cidade regista o valor máximo de precipitação mensal

ocorrido na cidade de Lisboa durante o período 1958 a 2001 (116 mm). O provete C apresenta valores indicativos de melhor qualidade do betão e maior profundidade de carbonatação, comparando com os valores obtidos para o provete D. De facto a ascensão capilar é mais elevada no provete C e inversamente no caso da absorção capilar.

Comentário final:

Os parâmetros ambientais contribuíram para profundidade de carbonatação facilitada pela estrutura interna do referido betão. A qualidade do betão enquadra-se nos parâmetros acima do razoável. Nesta amostra, o factor primordial que conduziu à evidência da corrosão das armaduras advém de um baixo recobrimento nas peças de betão à vista e consequentemente da sua microestrutura porosa. A colocação e compactação do betão são factos evidentes de um processo construtivo de baixa qualidade.

6.6.5 Resultados da amostra 4.2

Freguesia:

Alvalade (figura 58 – Id. 4.2)

Idade do betão: 45 anos

Provete: E – Pilar no interior do túnel (figura 69)



Figura 69 – Amostra 4.2

Amostra	4.2								
Provete	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica $f_{ck, is}$ (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO ₂ (PPM)
Local: Id1	Médio	Máx.	Min.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.
E	18,0	21,0	12,0	20,2	25,0	17,58	58,54	8,30	494,50
Provete	Massa volúmica saturada (Kg/m ³)	Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/mm ²)	Tensão à rotura - ensaio f_c (MPa)	Resistência à compressão f_{cm} (Mpa)	Classe de resistência do betão (NP EN 13791 2008)		
Local: Id1									
E	2453	8,33	27,00	0,00177	78,5	54,1	C50/60		

Tabela 24 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 4.2, provete E

Observação visual:

Não são visíveis fenómenos de degradação do betão ou corrosão das armaduras. Os alçados estão revestidos com pedra e reboco pintado com tinta texturada. O edifício na data dos ensaios, estava em obras de manutenção.

Qualidade do betão:

Os valores obtidos nos ensaios em laboratório bem como o valor da resistência superficial são indicadores de considerável qualidade no betão (tabela 24). Sendo no entanto de referir que este provete, de todos os que foram submetidos ao ensaio de tensão à rotura, apresenta a mais pequena das dimensões em altura^{lix}. No entanto a relação traduzida no gráfico da figura 5, relativo ao aumento da resistência no tempo com prolongamento da hidratação, verifica-se neste caso considerando o valor de f_{cm} (tabela 24).

^{lix} Comentário a este facto referido em considerações finais

Particularidades:

O provete foi obtido num pilar localizado no interior do túnel, cujas paredes estão revestidas a argamassa de reboco sem qualquer tipo de protecção. A argamassa em degradação não apresentava qualquer tipo de resistência mecânica.

O provete apresenta agregados de grande dimensão, o que certamente influenciou os resultados obtidos (figura 70).

Estrutura interna:

O valor da absorção capilar é dos mais baixos obtidos, no entanto apresenta um considerável valor na altura de ascensão capilar. São visíveis descontinuidades na vizinhança do agregado e porosidade na massa do betão.



Figura 70 – Provete E

Impacto da carbonatação:

O provete apresenta forte penetração do dióxido de carbono e por esse facto a frente carbonatada já ultrapassou o mínimo dos recobrimentos detectados (tabela 24). As superfícies não estão expostas directamente às chuvas. A humidade relativa do ar no dia dos ensaios era significativa. Detectaram-se valores de CO₂ superiores a 500 ppm. Esta amostra localiza-se na região identificada como ilha de calor (figura 77).

Comentário final:

Apesar da influência dos parâmetros ambientais e da profundidade de carbonatação, não é detectável corrosão das armaduras ou quaisquer outros vestígios de degradação.

6.6.6 Resultados da amostra 43.1

Freguesia:

S. João de Deus (figura 58 – Id. 43.1)

Idade do betão: 36 anos

Provetes: F – Pilar no interior do edifício (parqueamento)
(figura 71)



Figura 71 – Amostra 43.1

Amostra	43.1								
Provete	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica f _{ck, is} (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO ₂ (PPM)
Local: Id1	Médio	Máx.	Mín.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.
F	13,4	19,0	6,0	14,2	26,0	17,35	60,25	10,42	472,00
Provete	Massa volúmica saturada (Kg/m ³)	Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/mm ²)	Tensão à rotura - ensaio (MPa)	Resistência à compressão f _{cm} (Mpa)	Classe de resistência do betão (NP EN 13791 2008)		
Local: Id1									
F	2279	16,46	28,18	0,00747	21,0	14,5	C16/20		

Tabela 25 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 43.1, provete F

Observação visual:

Não são visíveis fenómenos de degradação do betão ou corrosão das armaduras. Os alçados estão revestidos com material cerâmico e reboco pintado com tinta texturada. A zona de observação e ensaio está revestida a argamassa de reboco sem protecção superficial.

Qualidade do betão:

A avaliar pela idade do betão, pelas considerações referidas pelo autor na figura 5 e valor obtido no ensaio de resistência à compressão (tabela 25), a qualidade do betão está abaixo dos valores considerados razoáveis. Não consta no processo de obra^{lx} qualquer referência ao betão empregue. A fraca qualidade do betão referida, poderá ter origem no seu fabrico, compactação, colocação ou ainda nas cofragens.

Particularidades:

O provete foi obtido num pilar localizado no interior do túnel, revestido a argamassa de reboco. Foram detectados níveis de CO₂ muito elevados da ordem dos 800 ppm. A zona não dispõe de qualquer sistema de ventilação. Os proprietários do edifício informaram que existe um poço na cave com bombagem a tirar água durante as 24 horas.



Figura 72 – Provete F

Estrutura interna:

O valor obtido no ensaio de absorção capilar é elevado, entre os valores obtidos nos outros provetes. Este provete apresenta pela observação visual uma considerável rede porosa e, provavelmente, interconectada (figura 72). O valor da altura de ascensão capilar é igualmente significativo.

Impacto da carbonatação:

A zona onde foi obtido o provete não está exposta às chuvas nem aos ventos. Foram referidos valores do dióxido de carbono elevados, a humidade relativa do ar era significativa, assim como a humidade superficial do betão. A frente carbonatada já ultrapassou o nível das armaduras, e foram detectados baixos recobrimentos das referidas armaduras.

Comentário final:

A presença do dióxido carbono afectou o betão, não sendo contudo visível a presença de corrosão das armaduras ou degradação da superfície do betão. A forte presença de betão carbonatado poderá estar na origem nos aspectos referidos em particularidades.

^{lx} Processo consultado no arquivo da Câmara Municipal de Lisboa

6.6.7 Resultados da amostra 46.1

Freguesia:

S. Mamede (figura 58 – 46.1)

Idade do betão: 36 anos

Provetes: G – Bordo de laje no exterior (figura 73)

H – Viga no interior do estacionamento



Figura 73 – Amostra 46.1

Amostra	46.1								
Proвете	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica f _{ck, is} (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO ₂ (PPM)
Local: Id1	Médio	Máx.	Min.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.
G	32,9	65,0	11,0	7,4	19,0	16,32	58,30	12,60	454,40
Local: Id2									
H	29,6	49,0	5,0	13,5	6,0	19,38	50,43	11,60	566,50
Proвете	Massa volúmica saturada (Kg/m ³)	Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/mm ²)	Tensão à rotura - ensaio f _c (MPa)	Resistência à compressão f _{cm} (Mpa)	Classe de resistência do betão (NP EN 13791 2008)		
Local: Id1									
G	2355	13,54	18,90	0,00540	24,0	16,6	C16/20		
Local: Id2									
H	2318	14,81	33,15	0,00704	21,0	14,5	C16/20		

Tabela 26 - Quadro de resultados dos ensaios da amostra 46.1, provetes G e H

Observação visual:

Os alçados apresentam diversas manifestações de degradação da estrutura, presença de delaminação do betão e consequente exposição das armaduras. Estas apresentam em diversos pontos redução de secção.

Qualidade do betão:

Os boletins de ensaio disponíveis no processo de obra^{lx} indicam a utilização de um betão cujos ensaios de resistência à compressão revelaram valores entre 280 kg/cm² e 310 kg/cm². Considerando a idade do betão, os valores obtidos no ensaio de tensão à rotura realizados hoje e os resultados dos ensaios à data do fabrico, deveria este apresentar melhor qualidade. Saliente-se que os valores obtidos no ensaio de resistência superficial (tabela 26) são igualmente baixos.

Particularidades:

Esta amostra localiza-se na zona de forte intensidade de tráfego automóvel, centro da cidade e zona identificada com o núcleo da ilha de calor, com forte influência dos parâmetros ambientais (figura 77).

Estrutura interna:

Em ambos os provetes a absorção capilar e altura de ascensão capilar revelam-se significativos, utilizando como referência os valores entretanto obtidos em outros provetes. Estes revelam uma rede capilar



Figura 74 – Proвете G

^{lx} Pesquisa realizada no arquivo da Câmara Municipal de Lisboa

interconectada de dimensão significativa, sendo visível após a extracção dos mesmos (figura 74).

Impacto da carbonatação:

Na zona do estacionamento, local onde foi extraído o provete H, detectaram-se níveis de CO₂ muito elevados, cuja influência na degradação do betão é mínima. Em ambas as zonas a humidade relativa do ar era significativa. O maior valor de profundidade de carbonatação é identificado no provete obtido no exterior. Os valores mínimos de recobrimento das armaduras são muito reduzidos (tabela 26).

Comentário final:

Os resultados obtidos nos ensaios e a idade do betão indiciam as seguintes deficiências: colocação, compactação ou cura do betão. No caso do provete G, os parâmetros ambientais terão actuado sobre as superfícies do betão directamente exposto. A localização da amostra influenciada pelos dos parâmetros ambientais justificará o contributo na degradação profunda do betão (figura 77).

6.6.8 Resultados da amostra 44.1

Freguesia:

S. Jorge de Arroios (figura 58 – Id. 44.1)

Idade do betão: 29 anos

Provetes: Não foi possível obter provetes



Figura 75 – Amostra 44.1

Amostra	44.1								
Provete	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica f _{ck, is} (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO2 (PPM)
Local: Id1	Médio	Máx.	Mín.			Méd.	Méd.	Méd.	Méd.
	21	25	14	20,6	8	22,90	38,18	2,81	492,13

Tabela 27 - Quadro de resultados dos ensaios in-situ da amostra 44.1

Comentário único:

A informação processual no Arquivo da Câmara Municipal consta a utilização de um betão B225. Considerando o valor da resistência à compressão in situ característica, a idade do betão e comparando com os valores obtidos nas outras amostras trata-se de um betão com qualidade razoável. Sabendo que B225 corresponde f_{ck} ≈ 22 MPa e, f_{ck, is} = 20,6 MPa de acordo com a NP EN 13791 a relação entre estes é superior a 0,85. Assim sugere uma provável classe de resistência à compressão de C25/30, valor a confirmar com o ensaio à compressão sobre um provete, ensaio que não foi possível realizar.

A zona onde se insere o edifício registou valores de CO₂ no ar acima dos 490 ppm, com valores baixos da humidade relativa do ar e temperaturas de 30°. Localiza-se no núcleo da mancha definida na figura 77, com as consequências daí inerentes.

O edifício foi sujeito as obras profundas de reabilitação dos alçados devido à degradação do betão de recobrimento com exposição das armaduras.

Em dias posteriores aos ensaios, registaram-se temperaturas acima dos 30 °C com correspondentes valores de humidade relativa do ar abaixo dos 40 %.

A profundidade de carbonatação é baixa, contudo existe um baixo valor de recobrimento mínimo. A medição da carbonatação (figura 76) foi realizada com perfuração numa parede de betão à vista, em contacto com o ambiente exterior. A profundidade de carbonatação regista 8 mm.



Figura 76 – Ensaio de determinação da profundidade de carbonatação - amostra 44.1

7 CONCLUSÕES

A carbonatação e o fenómeno que lhe está associado, existe por um lado devido à microestrutura do betão, e por outro devido à presença do dióxido de carbono no ar. Não sendo um problema para o betão, as suas consequências tornam-se um problema no âmbito da durabilidade dos edifícios com estruturas de betão armado.

As características da microestrutura e consequentes propriedades do betão resultam:

- Da qualidade do cimento Portland obtida do processo de fabrico, no seu papel de ligante;
- De parâmetros intrínsecos do betão, com incidência nos aspectos que envolvem a composição, o transporte, a colocação, a compactação, as cofragens e a cura.

A microestrutura do betão de que faz parte a rede capilar e restante rede de poros, cujas características foram antes identificadas, assume um papel determinante na maior ou menor facilidade com que os agentes agressivos penetram no interior do betão. Este complexo sistema poroso assume também a sua quota-parte de responsabilidade na resistência mecânica do betão. É um facto que no betão a microestrutura se desenvolve no tempo, em função da relação água/cimento e na sua estreita relação no mecanismo de hidratação.

Verificou-se que a complexa rede porosa, de maior ou menor dimensão e interconectividade, no seu conjunto assume a responsabilidade pela facilidade de acesso do oxigénio às armaduras, sobre as quais se desenvolvem as reacções conducentes a formação de produtos de corrosão, contribuindo estes para a degradação da camada superficial de betão, designada por camada de recobrimento.

7.1 Considerações finais

Como se demonstrou nos capítulos anteriores, este estudo envolveu edifícios com idades entre 29 a 49 anos, localizados em diferentes freguesias. Obtidos os dados dos ensaios nos referidos edifícios e da climatologia na cidade de Lisboa impunha-se a necessidade de cruzar aquela informação. No entanto, essa compilação revelou-se difícil: pela complexidade do fenómeno em si e das variáveis que lhe estão associadas, pelo limitado número de edifícios sobre os quais foram obtidos dados sobre o betão, pela ausência de informação sobre o estado da carbonatação do betão nos edifícios em datas anteriores. Todavia, com os elementos disponíveis, foi possível traçar uma imagem do impacto da carbonatação.

Numa primeira fase, recorrendo à representação gráfica, obteve-se a leitura do enquadramento geográfico dos referidos edifícios, focando os aspectos climatológicos da cidade de Lisboa (figura 77). Nesta figura, é possível observar a zona de intersecção: dos ventos predominantes

(Alcoforado, 1993), do limite de redução da velocidade dos ventos (Lopes, 2003) e do limite da ilha de calor (Alcoforado, et al., 2005), com a localização dos edifícios ensaiados.

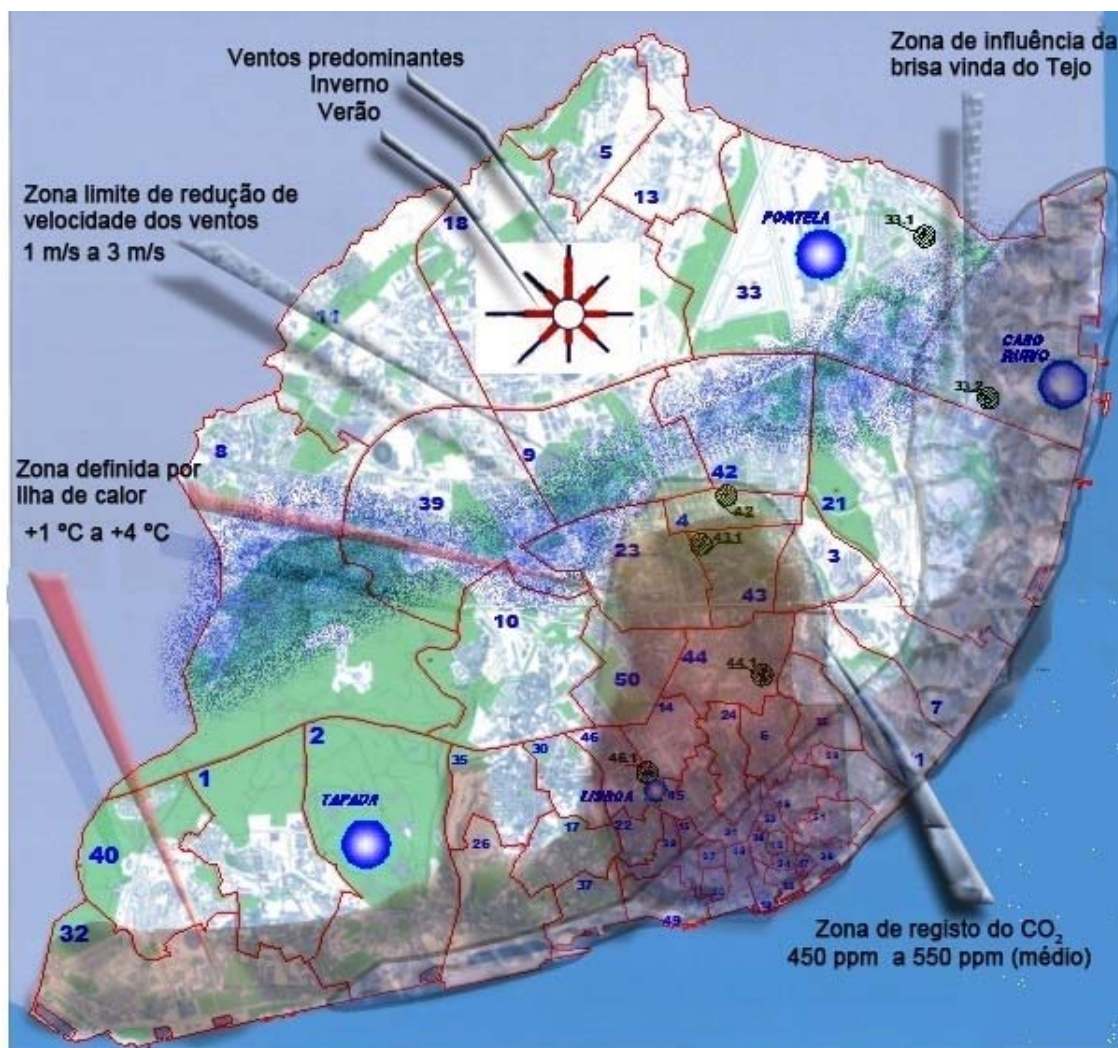


Figura 77 – Mapa de Lisboa – sobreposição das zonas climáticas com a localização das amostras

Apesar de se tratar de uma abordagem simplificada, é no entanto o aspecto global e indicativo do seu conteúdo que se pretende reter. Os edifícios sobre os quais se desenvolveram os ensaios estão localizados nas zonas onde a influência dos factores climatológicos e sua transição poderá ser ou continuar a ser significativa.

Um dos edifícios localiza-se fora das referidas zonas, a norte do limite de redução da velocidade dos ventos. Identifica-se um outro edifício na zona sujeita à influência da humidade do ar transportada pela brisa do Tejo (nos fins e início do dia). Os restantes edifícios localizam-se em zonas de significativa presença do dióxido de carbono devido à grande intensidade de tráfego automóvel e onde há baixa ventilação, além dos parâmetros climatéricos antes referidos.

Independentemente dos parâmetros ambientais e seu grau de intensidade, a carbonatação está presente em todos os edifícios, com maior ou menor profundidade. É uma realidade

incontornável que o dióxido carbono actua sobre o betão através da rede porosa disponibilizada pelo material.

Com o objectivo de sintetizar a informação, ilustram-se na figura 78 os principais dados obtidos nos ensaios e a idade de cada amostra no contexto de localização na cidade. Nas tabelas 28 e 29 apresentam-se todos os dados obtidos nos ensaios realizados.

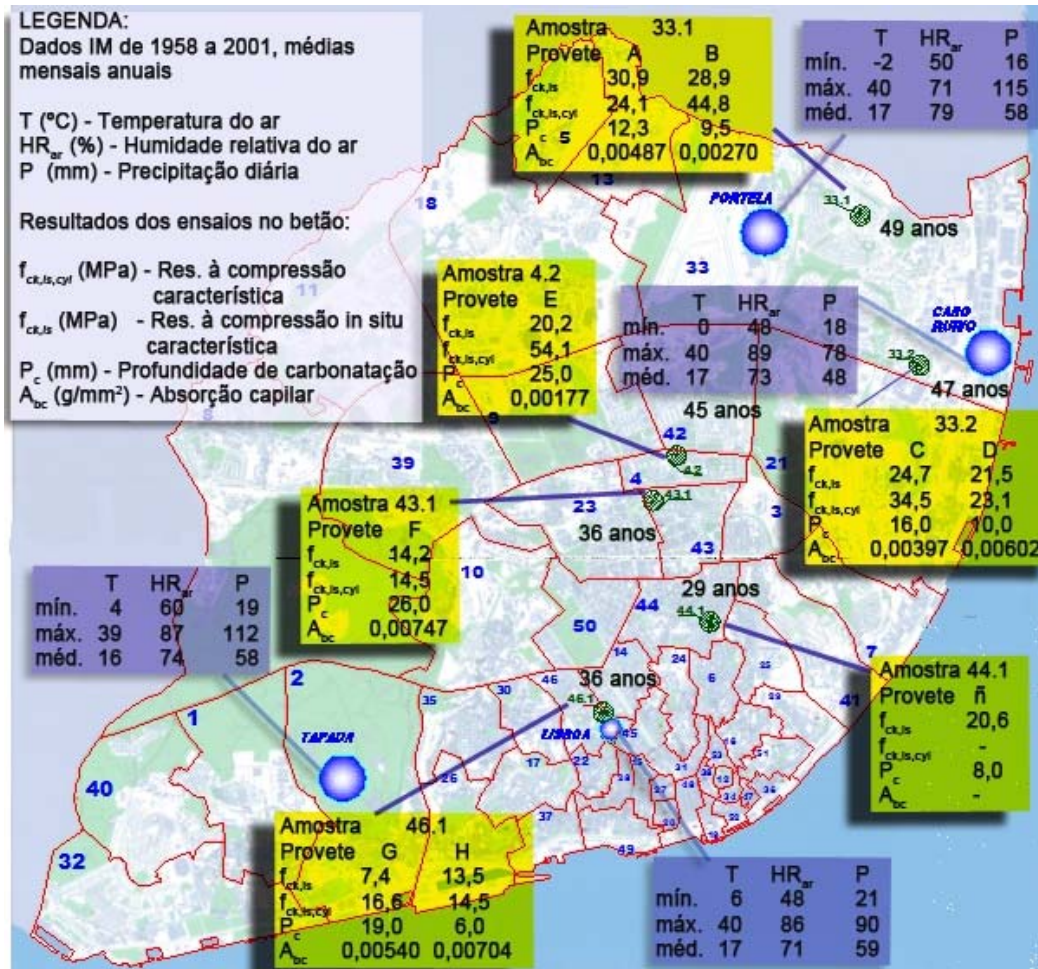


Figura 78 – Mapa de Lisboa – síntese dos dados

Amostra	Valor do recobrimento (mm)			Resistência à compressão in-situ característica $f_{ck, is}$ (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO ₂ (PPM)	Idade do betão (anos)
	Médio	Máx.	Min.							
33.1	26,3	33,0	17,0	30,9	12,3	13,22	77,08	12,05	446,80	49
33.1	43,3	50,0	35,0	28,9	9,5	13,24	70,64	11,33	449,80	49
33.2	24,0	30,0	17,0	24,7	16,0	26,73	25,63	5,36	422,50	47
33.2	25,5	31,0	18,0	21,5	10,0	26,73	25,63	5,36	422,50	47
4.2	18,0	21,0	12,0	20,2	25,0	17,58	58,54	8,30	494,50	45
43.1	13,4	19,0	6,0	14,2	26,0	17,35	60,25	10,42	472,00	36
46.1	32,9	65,0	11,0	7,4	19,0	16,32	58,30	12,60	454,40	36
46.1	29,6	49,0	5,0	13,5	6,0	19,38	50,43	11,60	566,50	36
44.1	21,1	25,0	14,0	20,6	8,0	22,90	38,18	2,81	492,13	29

Tabela 28 – Quadro síntese de resultados dos ensaios in-situ

Proveite	Massa volúmica saturada (Kg/m ³)	Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/mm ²)	Tensão à rotura - ensaio f_c (MPa)	Resistência à compressão f_{cm} (Mpa)	Classe de Resistência do betão (NP EN 13791 2008)	Idade do betão (anos)
A	2444	9,64	15,13	0,00487	35,0	24,1	C35/45	49
B	2508	6,78	18,93	0,00270	65,0	44,8	C45/55	49
C	2406	10,94	21,68	0,00397	50,0	34,5	C35/45	47
D	2373	9,41	16,63	0,00602	33,5	23,1	C25/30	47
E	2453	8,33	27,00	0,00177	78,5	54,1	C50/60	45
F	2279	16,46	28,18	0,00747	21,0	14,5	C16/20	36
G	2355	13,54	18,90	0,00540	24,0	16,6	C16/20	36
H	2318	14,81	33,15	0,00704	21,0	14,5	C16/20	36

Tabela 29 – Quadro síntese de resultados dos ensaios em laboratório

Como foi referido anteriormente o universo das amostras é pequeno, contudo os dados obtidos espelham variações significativas e representativas dos factores influentes que se analisaram.

A análise dos dados compilados: dos ensaios sobre os provetes, dos ensaios in situ sobre as peças de betão armado, parte integrante dos edifícios, e dos dados fornecidos pelo INE e pelo IM, permite sistematizar as seguintes considerações:

- As amostras^{lxii} que apresentam estado de degradação significativo, visível pelo destacamento e delaminação da camada de recobrimento, esta patologia deve-se essencialmente ao baixo recobrimento das armaduras;
- Os maiores valores de profundidade de carbonatação detectados localizam-se na mancha definida pela presença elevada de CO₂ (medição efectuada durante os ensaios), abaixo da zona limite de redução de ventos e no interior da zona caracterizada como ilha de calor (figura 77);
- Os provetes obtidos nas zonas não expostas directamente às águas das chuvas apresentam elevadas profundidades de carbonatação, sem que no entanto sejam visíveis quaisquer fenómenos de degradação superficial do betão ou corrosão das armaduras;
- Os valores obtidos no ensaio de tensão de rotura, revelaram na generalidade resistências do ponto de vista qualitativo razoáveis. No processo de preparação para o ensaio, os provetes D e E, ficaram com a dimensão em altura abaixo do valor do diâmetro. Do ensaio à rotura destes provetes, obtiveram-se valores acima da média, assim sendo, os referidos valores terão sido fortemente influenciados pela reduzida dimensão em altura. Todos os provetes foram sujeitos a aplicação do factor correctivo dimensão de 0,93 definido na BS 1881:1952.
- Nos provetes relativos ao betão com 45 anos a 49 anos de idade, o valor da tensão de rotura obtido acima da média, associa-se ao maior desenvolvimento da hidratação no

^{lxii} Entenda-se edifício que foi sujeito a ensaios.

tempo. Assim, este mecanismo resulta no aumento da resistência à compressão, como referido por diversos autores e ilustrado na figura 5;

- A avaliação da resistência à compressão^{lxiii} in situ, foi efectuada utilizando o procedimento de cálculo referido no subcapítulo 6.6.1. Os resultados obtidos in situ traduziram variações, aos valores f_{ck} da tabela 29, em $\pm 20\%$ a $\pm 30\%$, excluindo os provetes D, E e F, estes devido à menor adequada relação das dimensões geométricas. A variação daquelas percentagens terá pouco significado, a norma assim o refere. Esta relação só deve ser estabelecida para um dado betão. O procedimento desta avaliação deveria, refere a norma, ser realizado com a média de n resultados obtidos e em nove áreas da mesma zona de acordo com o ponto 8.3.4 da norma;
- As classes de resistência do betão referidas na tabela 29, foram definidas de acordo com o quadro 1 da NP 13791:2008 a título meramente indicativo. A classificação do betão teve em consideração que $f_c = f_{cm} = f_{ck, is, cyl}$, sendo adoptada a classe imediatamente anterior ao valor corresponde. Se por um lado a classificação deveria ser realizada no mínimo sobre três provetes da mesma zona, além disso as dimensões destes constituíram também um problema. Este último facto, é observável no anexo relativo aos ensaios em laboratório, no que respeita em particular, à relação l/d (comprimento/diâmetro). No caso em que $l/d > 1$ a resistência diminui, quando $l/d < 1$ verifica-se o aumento. Foi o caso dos provetes B e E.
- Num contexto qualitativo sobre a característica do betão, a massa volúmica obtida no respectivo ensaio fornece os indicadores de um betão normal em qualquer dos provetes, conforme ponto 3.1.7 da NP EN 206-1:2007 (valores entre 2000 kg/m^3 e 2600 kg/m^3). Nos provetes em que o betão apresentava agregados de grande dimensão este valor situou-se acima dos 2400 kg/m^3 , no betão mais jovem o valor é no entanto acima dos 2200 kg/m^3 ;
- Tal como referia o autor (Neville, 2008) o valor da absorção de água nos betões de boa qualidade é inferior a 10% . Verifica-se na tabela 29 para o betão considerado de razoável qualidade, o que não é o caso do betão relativo aos provetes F, G e H.
- O coeficiente de absorção capilar às 72 horas e ascensão capilar permitiram identificar qualitativamente^{lxiv} a microestrutura de cada betão. Utilizando a determinação do coeficiente de absorção capilar, de acordo com os autores anteriormente citados, o aumento da massa nas carotes é proporcional à $\sqrt{t_i}$ cujos resultados obtidos situam os referidos betões em qualidade de média a boa, com exclusão, para os provetes F, G e H.
- Os dados meteorológicos para o período 1958 a 2001 indicam uma média do valor mínimo da humidade relativa do ar de 48% situando-se a média pelos 86% . Na zona

^{lxiii} Designada em capítulos anteriores por resistência superficial

^{lxiv} Refere-se no contexto da dimensão qualitativa da rede capilar, maior ou menor

SW e N da cidade a precipitação média diária é superior às restantes zonas da cidade, destacando a distribuição das temperaturas e ventos no sentido Norte-Sul (figura 77). Estes aspectos poderão ter o seu contributo na penetração do agente agressivo a partir da superfície do betão.

As amostras submetidas a ensaios com betão de idade superior a 45 anos, dispõem de um betão de boa qualidade. As amostras com 36 anos enquadram-se no betão de média a fraca qualidade. Esta situação poderá estar na origem de vários factores: na relação água/cimento utilizada, na colocação, no processo de compactação, na cura ou nas cofragens empregues.

Verifica-se igualmente, e independente dos parâmetros ambientais, a existência de uma rede porosa significativa (directamente relacionada com essa falta de qualidade do betão) constituindo esta para a penetração no betão do agente agressivo, foi já anteriormente referido.

O aspecto fundamental verificado neste conjunto de amostras, prende-se com a falta de protecção das armaduras, essencialmente nos edifícios em que nas superfícies estão directamente expostas ao ambiente exterior.

Foi ainda possível constatar que as superfícies do betão não expostas directamente ao ambiente exterior, apresentam consideráveis profundidades de carbonatação, não apresentando no entanto para já indícios de corrosão.

No universo submetido a ensaios são os edifícios da década de 70 do século passado que apresentam degradação e mais baixa qualidade do betão.

Este estudo que visou avaliar o impacto da carbonatação nos últimos 50 anos dos edifícios de Lisboa, demonstrando pelo universo considerado, que deverão ser inúmeros os casos em que a reabilitação é necessária. Em 55 anos (1946 a 2001) foram edificados 20.154 edifícios com estruturas de betão armado, em que destes analisaram-se 6 edifícios, ou seja 0,03 % daquele universo. Dos edifícios observados e submetidos a ensaios, 40 % necessitam de intervenção imediata, pois considera-se terem entrado no fim do período definido como grau aceitável (figura 30). Extrapolando para o período em estudo não será de todo incorrecto afirmar que cerca de 8.000 edifícios, ou próximo disso, necessitam de intervenção, sendo certo que a este número seria necessário deduzir as intervenções entretanto realizadas nos últimos anos.

7.2 Projectos futuros

Este campo de estudo é vasto, complexo e de muitas variáveis. Não se pretendeu representar mais do que o início de um mais vasto processo de trabalho de pesquisa a desenvolver no interesse da reabilitação do parque edificado.

A continuidade do referido estudo, na vertente dos edifícios com estruturas de betão armado dos últimos 50 anos, deverá ser desenvolvido entre os seguintes objectivos:

- Identificar a evolução e comportamento da corrosão nas armaduras;
- Identificar e avaliar outros agentes agressivos responsáveis pela degradação do betão;
- Caracterizar o impacto sobre as estruturas pré-fabricadas;
- Avaliar o comportamento dos mecanismos de protecção das superfícies do betão, entretanto utilizados.

A título indicativo e com base na experiência adquirida no presente caso de estudo, a metodologia a aplicar deverá:

- Identificar na bibliografia nacional e estrangeira:
 - Os estudos relacionados com a degradação do betão, como sejam:
 - As influências dos parâmetros ambientais;
 - Outros agentes que com ele interagem;
 - O impacto do ambiente e a interacção do meio com as armaduras,
- Desenvolver no início do projecto, a acção de sensibilização junto dos proprietários dos imóveis com o fim de obter o maior número de amostras e um estudo abrangente;
- Compatibilizar com o laboratório onde se realizarem os ensaios, a metodologia de recolha de amostras;
- No âmbito do último objectivo referido, será interessante obter junto dos fabricantes e aplicadores de técnicas de protecção da superfície do betão:
 - As características dos produtos;
 - Os procedimentos adoptados na aplicação.

A real dimensão do estado de degradação do parque edificado, em estruturas de betão armado, constituirá sem dúvida a mais-valia com reflexos económicos e sociais que certamente lhe são inerentes.

8 BIBLIOGRAFIA

- Alcoforado, Maria João** - Clima da região de Lisboa - Lisboa : Centro de Estudos Geograficos, 1993.
- Alcoforado, Maria João; Dias, Maria Helena** - Imagens climáticas da região de Lisboa - Lisboa : Centro de Estudos Geograficos, 1993.
- Alcoforado, Maria João; Henrique, Antonio Lopes; Vasconcelos, Andrade João** - Orientações climáticas para o ordenamento em Lisboa - Lisboa : CEG, U.Lisboa, 2005.
- Appleton, Júlio** www.civil.ist.utl.pt [Online] // Construções em betão, Nota histórica sobre a sua evolução, IST, 2005. - Março de 2009.
- Bentur, Diamond Sidney; Armon Neal S.Berke** - Steel corrosion in concrete - London : Antony Rowe Ltd, 1997.
- Bertolini, Luca; Elsener, Bernhard; Predefferri, Pietro** - Corrosion of steel in concrete - Weinheim : Wiley-VCH Verlag GmbH & Co KGaA, 2005.
- Bouquet, G. C.** - Carbonation induced corrosion of reinforcement, REPAIR, REJUVENATION AND ENHANCEMENT OF CONCRETE - London : Thomas Telford Ltd, 2002.
- Cascudo, Oswaldo** - Inspecção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de corrosão da armadura, Concreto Ensaios, Pesquisas e Realizações - S.Paulo, Brasil : Geraldo Cechella Isaia, 2005.
- Costa, Antonio** - Degradação das Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado Por Corrosão de Armaduras, Conservação e reparação de estruturas- REPAR 2000 - Lisboa : LNEC, 2000.
- Coutinho, A. Sousa** - Fabrico e propriedades do betão - Lisboa : LNEC, 2006.
- Coutinho, Maria Joana A.R. de Sousa** - Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem - Porto : FEUP, 2005.
- Domone, P.L.** - Concrete-Constituent materials of concrete - J.M. Illston, E&FN Spon, 1994.
- Eglinton, Margi** - Resistance of concrete to destrutive agencies, LEA'S CHEMISTRY OF CEMENT AND CONCRETE - USA : Elsevier Ltd, 2007.
- Farinha, Manuel Brazão** - Reabilitação e manutenção de edificios - Lisboa : Dashöfer Holding Lda, 2008.
- Figueiredo, Enio Pazini** - Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto, CONCRETO, ENSINO, PESQUISAS E REALIZAÇÕES - S.Paulo : Geraldo Cechella Isaia, 2005.
- Gani, M.S.J.** Cement and concrete - London : Chapman & Hall, 1997.

Glass, G. K. - Reinforcement corrosion, ADVANCED CONCRETE TECHNOLOGY - London : Elsevier Ltd, 2003.

Gonçalves, Arlindo Freitas - Novos ensaios não destrutivos para a determinação da resistência do betão nas estruturas - Lisboa : LNEC, 1986.

Jackson, P.J. - Manufacture of portland cement clinker, LEA'S CHEMISTRY OF CEMENT AND CONCRETE - USA : Elsevier Ltd, 2007.

Lawrence, C. David - Physicochemical and Mechanical Properties of Portland Cement, LEA'S CHEMISTRY OF CEMENT AND CONCRETE - USA : Elsevier, Ltd, 2007.

Lopes, Antonio - Modificações no clima de Lisboa como consequencia do crescimento urbano - Lisboa : Centro de Estudos Geograficos, 2003.

Mehta, P. Kumar; Monteiro, Paulo J.M. - Concrete, microstructure, properties and materials - USA : McGraw-Hill, 2006.

Nepomuceno, Antonio Alberto - Mecanismo de transporte de fluidos no concreto - S.Paulo: Smart System Consulting Lda, 2005.

Neville, A.M. - Properties of concrete - England : Pearson Education Limited, 2008.

Older, Ivan - Hydration, Setting and Hardening of Portland Cement, LEA'S CHEMISTRY OF CEMENT AND CONCRETE - USA : Elsevier Ltd, 2007.

Paulon, V.A. - A Microestrutura do Concreto Convencional, CONCRETO, ENSINO PESQUISA E REALIZAÇÕES - S.Paulo : Geraldo Cechella Isaia, 2005.

Rendell, Frank; Jauberthie, Raoul; Grantham Nike - Deteriorated concrete - Inspection and physicochemical analyses - London : Thomas Telford Ltd, 2002.

Salta, Maria Manuela Ribeiro L. - Prevenção e controlo da corrosão em estruturas de betão armado utilizando técnicas electroquímicas, REPAR 2000 - Lisboa : LNEC, 2000.

Salta, Maria Manuela Ribeiro L. - Influência da carbonatação na estabilidade dos cloroaluminatos do betão - Lisboa : LNEC, 1990.

Salta Maria Manuela Ribeiro L. - Inspeção e controlo da corrosão das armaduras do betão - Lisboa : LNEC, 1990.

Silva, M Ribas - Biodeterioração do Concreto, CONCRETO, ENSINO, PESQUISAS E REALIZAÇÕES - S.Paulo : Geraldo Cechella Isaia, 2005.

Silva, Vitor Coias e - Inspeção de Estruturas de Betão Armado Deterioradas por Corrosão de Armaduras, INSPECCÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO COM CORROSÃO - Lisboa : LNEC, 2004.

Silva, Vitor Coias e - Inspeções e ensaios na reabilitação de edificios - Lisboa : IST press, 2006.

Tattersall, G.H; Banfill, P.F.G. - The reology od fresh concrete - London : Pitman Books Limited, 1983.

Yates, T. - The effects of air pollution on the built enviroment - London : Imperial College Press, 2003.

Especificações e normas consultadas:

Especificação LNEC E 393-1993 – Determinação da absorção de água por capilaridade,

Especificação LNEC E 394-1993 – Determinação da absorção de água por imersão,

Especificação LNEC E 413-1993 – Determinação da permeabilidade ao ar e à água,

Especificação LNEC E 392-1993 – Determinação da permeabilidade ao oxigénio,

Especificação LNEC E 395-1993 – Determinação da absorção de água por imersão,

Especificação LNEC E 391-1993 – Determinação da resistência à carbonatação,

Especificação LNEC E 390-1993 – Determinação da resistência à penetração de cloretos,

Especificação LNEC E 363-1988 – Determinação do teor em dióxido de carbono,

Especificação LNEC E 226-1968 – Ensaio de compressão,

Especificação LNEC E 397-1993 – Determinação do módulo de elasticidade em compressão,

Especificação LNEC E 345-1984 – Boletins de ensaios,

Especificação LNEC E 464-2007 – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais,

NP EN 12390 – 3:2003 - Resistência à compressão dos provetes de ensaio,



NP EN 12390 – 7:2003 – Massa volúmica do betão endurecido,



NP EN 12504 – 2:2003 – Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico,


NP EN 13791:2008 – Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados,

NP EN 206 – 1:2007 – Especificação, desempenho, produção e conformidade.



ANEXOS

RELATORIO DE ENSAIOS REALIZADOS					
				Freguesia	Amostra
		Id da Amostra		4	2
LOCAL :	Rua Conde Sabugosa, 29		Nº/Lote	29	Cidade
FREGUESIA :	Alvalade		Cod	4	Lisboa
Ensaios realizados pelo aluno de Mestrado:					
João Carlos Mateus Gouveia					
Dissertação de Mestrado Eng^a.Civil, Tema:					
Degradação do betão por fenómenos de carbonatação, consequências nas armaduras das edificações após anos 50 na cidade Lisboa					
ORIENTADOR MESTRADO					
Eng ^o Paulo Malta da Silveira					
			Data do ensaio	quinta-feira, 7 de Maio de 2009	
			Hora de início dos ensaios	8:30:00	
			Hora do termo dos ensaios	10:00:00	
Coordenadas :					
			Latitude	38° 44.55' N	
			Longitude	9° 8.24 W	
			Cota (m)	143	
ELEMENTOS HISTÓRICOS E PROCESSUAIS					
Arquivo Municipal					
Vol. De Obra		51437	Idade à data dos ensaios		
Ano de construção		1964			45 Anos
Obs:					
Edifício com revestimento exterior, cerâmico ao nível do piso térreo e rebôco pintado nos restantes níveis					
A data dos ensaios, estava em obras de reabilitação					
Identificou-se um pilar no tunnel de acesso ao estacionamento, local onde se realizou os ensaios. Tunnel de acesso ao tardo do prédio					
Foto do edifício			Localização		
					

RELATORIO			
		Freguesia	Amostra
	Id da Amostra		4 4.2
	Data do ensaio		quinta-feira, 7 de Maio de 2009
	Hora de inicio dos ensaios		8:30:00
	Hora do fim dos ensaios		10:00:00
LOCAL :	Rua Conde Sabugosa, 29	Nº/Lote	29 Cidade Lisboa
FREGUESIA :	Alvalade	Cod	4
MEDIÇÃO DE RECOBRIMENTO			
Id. Do Local	4.2.1		
Area da medição	0,60x0,50		Foto do Local - Id 1
		Observações	
Nº	Profundidade (mm)		
1	12	mínimo	
2	19		
3	21		
4	18		
5	20		
6			
7			
8			
9			
10			
V.Médio	18		
			
Obs:	Utilização de equipamento de indução electromagnética		

RELATORIO						
		Freguesia		Amostra		
		Id da Amostra		4	4.2	
		Data do ensaio		quinta-feira, 7 de Maio de 2009		
		Hora de inicio dos ensaios		8:30:00		
		Hora do fim dos ensaios		10:00:00		
LOCAL :		Rua Conde Sabugosa, 29		Nº/Lote	29	Cidade
FREGUESIA :		Alvalade		Cod	4	Lisboa
ENSAIO ESCLOROMÉTRICO						
Id. Do Ensaio		4.2.1		Foto do Local - Id		1
área da medição		60x50	cm	Ábaco	NP EN 13791	
	Nº	Indice Esc.	f _i (MPa)	f _R (MPa)		
	1	40	42	34,70		
	2	34	31	24,32		
	3	38	38	31,24		
	4	36	34	27,78		
	5	40	42	34,70		
	6	32	28	20,86		
	7	38	38	31,24		
	8	36	34	27,78		
	9	32	28	20,86		
	10	36	34	27,78		
	11	32	28	20,86		
	12	38	38	31,24		
Mediana (R)		36,00				
		Método anterior. Ábaco		Segundo a NP EN 13791		
Δ _w =		5,12	Δ _f =	5,11		
f _m =		34,58	f _{m(n),is} =	27,78	f _{ck,is} =	20,22 MPa Condição 1
f _{ck} =		26,18	f _{is,menor} =	20,86	f _{ck,is} =	24,86 MPa Condição 2
f _{ck,is} =		20,22		MPa	Resistência à compressão in situ característica	
Obs:						
Utilização do esclorometro de Schmidt						
NP EN 12 504-2:2003 - obtenção do R						
NP EN 13 791:2008 - Resistência à compressão in situ característica						

RELATORIO						
		Freguesia		Amostra		
		Id da Amostra		4	2	
		Data do ensaio			quinta-feira, 7 de Maio de 2009	
		Hora de inicio dos ensaios		08:30:00		
		Hora do fim dos ensaios		10:00:00		
LOCAL : Rua Conde Sabugosa, 29		Nº/Lote	29	Cidade	Lisboa	
FREGUESIA : Alvalade		Cod	4			
MEDIÇÕES DE PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO						
		unidades		Foto do Local - Id		1
Prof. Carbonatação		mm				
Registos						
Id do Provete	Hora	Medição				
4.2.1	09:35:00	25	V.Médio das Leituras			
Observações:						
Agregado de grande dimensão - Poros de grande dimensão na carote, na zona de interface do agregado com betão						
Na superfície do pilar era visível a falta de compactação durante a betonagem						
A superfície encontra-se rebocada sem qualquer pintura ou protecção						

RELATORIO						
		Freguesia	4	Amostra	4.2	
		Id da Amostra				
		Data do ensaio		quinta-feira, 7 de Maio de 2009		
		Hora de inicio dos ensaios		8:30:00		
		Hora do fim dos ensaios		10:00:00		
LOCAL :	Rua Conde Sabugosa, 29		Nº/Lote	29	Cidade	Lisboa
FREGUESIA :	Alvalade		Cod	4		
MEDIÇÕES DE: CO2 - TEMPERATURA DO AR - HUMIDADE RELATIVA do AR - HUMIDADE SUPERFICIAL						
		unidades		Foto do Local - Id		1
CO2		1 ppm	1 mg/l			
TEMPERATURA		°c				
HUMIDADE RELATIVA		%				
HUMIDADE SUPERFICIAL		%				
Registos						
Registo nº	Hora	T (°C)	HRar (%)	HRsup (%)	CO2 (PPM)	
1	8:50:00	17,10	61,10	8,30	448,00	
2	9:00:00	17,40	59,20	8,30	498,00	
3	9:10:00	17,20	58,30	8,30	646,00	
4	9:20:00	17,10	56,70	8,30	460,00	
5	9:30:00	18,20	57,40	8,30	458,00	
6	9:40:00	18,50	56,70	8,30	457,00	
Média		17,58	58,54	8,30	494,50	
Δ		0,61	1,71	0,00	76,23	
Máx.		18,19	60,25	8,30	570,73	
Míni.		16,97	56,83	8,30	418,27	
Méda		17,58	58,54	8,30	494,50	
Observações:						



CDAC-CENTRO DESENVOLVIMENTO DE APLICAÇÕES DE CIMENTO

Engº João Gouveia

17 de Junho de 2009



Ensaio carotes no âmbito da tese de mestrado do Engº João Gouveia — Relatório

Distribuição		Execução	
Engº João Gouveia	1 exemplar	Número de páginas	3
		Número de anexos	1
		Relatório	68/09
		Execução	CDAC, Secil S.A
		Responsável:	Ángela Nunes
		Recipiu:	VMW
		Verificou:	






Os resultados dos ensaios encontram-se resumidos no quadro resumo 1, tendo sido feita a correspondência da tensão de rotura obtida em cilindros com a classe de resistência do betão segundo a NP EN 13791-2008.






De salientar que para o cálculo dos valores de rotura, houve necessidade de aplicar factores correctivos segundo a BS 1881:1952, pois os provetes não apresentavam as dimensões normalizadas.


Carotes	Massa volúmica saturada (Kg/m ³)	Absorção (%)	Altura de ascensão capilar (mm)	Absorção capilar (72 horas) (g/mm ²)	Tensão de rotura (MPa)	Classe de Resistência do betão (1)
33.1.1	2444	9,64	15,13	0,00487	35,0	C40/50
33.1.2	2508	6,78	18,93	0,00270	65,0	C70/85
33.2.1	2406	10,94	21,68	0,00397	50,0	C55/67
33.2.2	2373	9,41	16,63	0,00602	33,5	C40/50
4.2.1	2453	8,33	27,00	0,00177	78,5	C90/105
43.1.1	2279	16,46	28,18	0,00747	21,0	C25/30
46.1.1	2355	13,54	18,90	0,00540	24,0	C25/30
46.1.2	2318	14,81	33,15	0,00704	21,0	C25/30

(1) De acordo com a NP EN 13791 2008.


Quadro 1 – Quadro resumo

 <p>CDAC CENTRO DE DESENVOLVIMENTO DE APLICAÇÕES DE CIMENTO</p>	<p>Fábrica SECIL - OUTÃO Apartado 71 2910-864 Setúbal</p>	   																																					
<p>CLIENTE: Eng. João Carlos M. Gouveia</p> <p>OBRA: Degradação do betão por fenómenos de carbonatação, consequências nas armaduras das edificações após anos 50 na cidade de Lisboa</p> <p>DESIGNAÇÃO: Carote E - 4.2.1</p>																																							
<p>DETERMINAÇÃO DA ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO À PRESSÃO ATMOSFÉRICA (E 394)-(1993)</p>																																							
Data de fabrico:	2009-05-28	Idade do betão:	Classe do betão:																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #ffff00;"> <th style="text-align: center;">Provete nº</th> <th style="text-align: center;">Massa do provete saturado ao ar (g) m_1</th> <th style="text-align: center;">Massa hidrostática do provete saturado (g) m_2</th> <th style="text-align: center;">Massa do provete seco (g) m_3</th> <th style="text-align: center;">Absorção por imersão à pressão atmosférica (%) A_1</th> <th style="text-align: center;">Massa Volúmica do provete saturado (Kg/m^3)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Carote E-4.2.1</td> <td style="text-align: center;">148,0</td> <td style="text-align: center;">88,0</td> <td style="text-align: center;">143,0</td> <td style="text-align: center;">8,33</td> <td style="text-align: center;">2453</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Valor médio:</td> <td style="text-align: center;">8,33</td> <td style="text-align: center;">2453</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Valor máximo:</td> <td style="text-align: center;">8,33</td> <td style="text-align: center;">2453</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Valor mínimo:</td> <td style="text-align: center;">8,33</td> <td style="text-align: center;">2453</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Desvio padrão:</td> <td style="text-align: center;">0,00</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Provete nº	Massa do provete saturado ao ar (g) m_1	Massa hidrostática do provete saturado (g) m_2	Massa do provete seco (g) m_3	Absorção por imersão à pressão atmosférica (%) A_1	Massa Volúmica do provete saturado (Kg/m^3)	Carote E-4.2.1	148,0	88,0	143,0	8,33	2453	Valor médio:			8,33	2453		Valor máximo:			8,33	2453		Valor mínimo:			8,33	2453		Desvio padrão:			0,00	0,0		
Provete nº	Massa do provete saturado ao ar (g) m_1	Massa hidrostática do provete saturado (g) m_2	Massa do provete seco (g) m_3	Absorção por imersão à pressão atmosférica (%) A_1	Massa Volúmica do provete saturado (Kg/m^3)																																		
Carote E-4.2.1	148,0	88,0	143,0	8,33	2453																																		
Valor médio:			8,33	2453																																			
Valor máximo:			8,33	2453																																			
Valor mínimo:			8,33	2453																																			
Desvio padrão:			0,00	0,0																																			
Observações: _____																																							
Nº ENSAIO R299 / 2009	ENSAIOU <i>Alvaro</i>	VERIFICOU <i>[Signature]</i>																																					

 <p>CDAC CENTRO DE DESENVOLVIMENTO DE APLICAÇÕES DE CIMENTO</p>	<p>Fábrica SECIL - OUTÃO Apartado 71 2910-864 Seníbal</p>	   				
<p>CLIENTE: Eng. João Carlos M. Gouveia</p> <p>OBRA : Degradação do betão por fenómenos de carbonatação, consequências nas armaduras das edificações após anos 50 na cidade de Lisboa</p> <p>PROVETES : Carote E - 4.2.1</p>						
IDENTIFICAÇÃO:						
Idade do betão Dias	Data do fabrico: Data do ensaio: 2009-06-04					
Condições de conservação: Cura no cliente						
BOLETIM PARA BETÃO ENDURECIDO						
ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE (LNEC-E 393)						
Provete	Dimensão da base do provete (mm) D	Altura do provete (mm)	Tempo (h)	Massa do provete (g)	Altura da água (mm)	Absorção (g/mm ²)
Carote E-4.2.1	43,2	27,0	0	94,5	-	-
			3	96,1	27,0	0,00108
			6	96,3	27,0	0,00122
			24	96,7	27,0	0,00155
			72	97,1	27,0	0,00177
Altura da ascensão capilar (mm) =					27,00	
Tipo de provete: Obtido por corte			Forma do provete: Cilíndrico			
Observações:						
Nº ENSAIO R 299 / 2009	ENSAIOU <i>felanda</i>			VERIFICOU <i>[assinatura]</i>		



CDAC
CENTRO DE GERENCIAMENTO DE APLICAÇÕES DE CIMENTO



RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CILINDROS DE BETÃO
BOLETIM DE ENSAIO

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA

Nº DO BOLETIM ENSAIO: R299/2009 CLIENTE: Eng. JOÃO CARLOS M. GOUVEIA OF. LAB.: EJP

Nº REGISTO ENTRADA: 299 / 2009

DATA RECEPÇÃO: 18-05-08 DIMENSÃO DESIGNADA: mm

DATA FABRICO: CLASSE PREVISTA: mm

DATA ENSAIO: 08-06-08 IDADE DO BETÃO: DIAS

PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

CURA DOS PROJETES (NP EN 12390-2:2003)

LOCAL E CONDIÇÕES DE CURA:

Nº HORAS ANTES DA DESMOLDAGEM: HORAS TEMPERATURA (°C): [] 20 ± 0,5

Nº HORAS ANTES DO ENSAIO DE COMPRESSÃO: HORAS TEMPERATURA (°C): [] 20 ± 2,5

PROCESSO DE RECTIFICAÇÃO/CAPEAMENTO: Sim Não

ENSAIO: **RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PROJETES CILINDRICOS DE BETÃO**

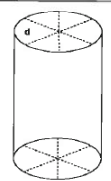
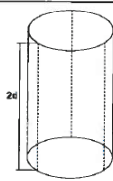
PROCEDIMENTO INTERNO: PTC07

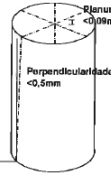
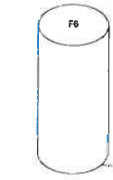
NORMAS DE REFERÊNCIA: NP EN 12390-3:2002 / BS 1881-1952

ENSAIO ACREDITADO: Sim Não

ANÁLISE DIMENSIONAL CONFORME

Nº PROVETE	R299/2009		E - 4.2.1		MOLDE CALIBRADO NP EN 12390-1		MOLDE CALIBRADO NP EN 12390-1		MOLDE CALIBRADO NP EN 12390-1	
	ANÁLISE DIMENSIONAL SEGUNDO A NORMA	MOLDE CALIBRADO NP EN 12390-3 / ANEXO B	REJEITADO	REJEITADO	REJEITADO	REJEITADO	REJEITADO	REJEITADO	REJEITADO	REJEITADO
DIMENSÃO d	FACE	F8	F5							
	d1	43,15	43,24							
	d2*	43,40	43,21							
DIMENSÃO ALTURA h	h1		27,05							
	h2		20,94							
	h3*		27,00							
Moldes não calibrados	Planura < 0,09mm	SIM	NÃO		SIM	NÃO		SIM	NÃO	
	Perpendicularidade < 0,5mm	SIM	NÃO		SIM	NÃO		SIM	NÃO	

ANÁLISE DIMENSIONAL

Valores médios (mm)

PROVETE Nº	d _m	h _m	
R299/2009	E - 4.2.1	43,3	27,0

MASSA VOLÚMICA APARENTE

Massa saturada (kg)	Voluma (dm³)	M. V. (kg/m³)	M. V. (arredondado) (kg/m³)
0,10	0,04	2450	2450

Legenda:

F8: Face de enchimento (de compressão)

F5: Face do fundo

ENSAIO À COMPRESSÃO (NP EN 12390-3:2003)

Provete nº	Carga Rotura (kN)	Resistência Compressão (MPa)	Res. Comp. arredondada (0,5 MPa)	Rotura Satisfatória		
				SIM	NÃO	
R299/2009	E - 4.2.1	130	78,4	78,5	X	

VALORES MÉDIOS DOS RESULTADOS

Resistência à Compressão Média (F_c):	78,5 MPa	Massa Volúmica aparente média:	2450 Kg m ⁻³
Resistência à Compressão Máxima:	78,5	Massa Volúmica aparente Máxima:	2450
Resistência à Compressão Mínima:	78,5	Massa Volúmica aparente Mínima:	2350
Desvio Padrão:		Desvio Padrão:	

OBSERVAÇÕES

n) O presente Boletim de Ensaio, que será incluído em Relatório de Ensaio, é composto por 1 página, onde estão os resultados das análises e os dados necessários para a elaboração do relatório e não poderá ser reproduzido ou não todo.

* medidas efectuadas em caso de não cumprimento das limitações impostas pelo NP EN 12390-1

Degradação do betão por fenómeno de carbonatação, consequência das aplicações de selantes e/ou de produtos de cura.

NOTA: Aplicação de um factor correctivo de 0,80, segundo BS 1881-1952.

DATA: 08-06-2008

ENSAIOU: *[Assinatura]*

VERIFICOU: *[Assinatura]*

Pág. 1/1