



ISEL

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Corrosão das Armaduras do Betão Armado Causas, Consequências, Prevenção e Projeto de Durabilidade**

**TIAGO MANUEL HELENO DOS SANTOS**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho final de mestrado para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil

*(Documento Definitivo)*

Orientadores:

Mestre Manuel Brazão Farinha  
Doutora Cristina Borges Azevedo

Júri:

Presidente:

Doutor Luciano Carmo Jacinto

Vogais:

Doutor Pedro Raposeiro Silva  
Mestre Manuel Brazão Farinha

**Novembro 2014**

## Resumo

Atualmente verifica-se um notável envelhecimento e uma degradação prematura das estruturas de betão armado em Portugal, com elevados custos de inspeção, manutenção, reparação e reabilitação. A corrosão das armaduras é a principal causa e origem desta deterioração, com subsequente redução da durabilidade estrutural.

Os efeitos prejudiciais inerentes à corrosão das armaduras podem ser minimizados mediante uma atuação criteriosa durante as fases de projeto, execução e inspeção, em conformidade com a normalização europeia existente, a qual garante períodos de vida útil de 50 e 100 anos.

A prevenção da corrosão das armaduras e o conceito de durabilidade de uma estrutura envolvem a definição do período de vida útil pretendido, a identificação da(s) classe(s) de exposição ambiental e a seleção da espessura do betão de recobrimento, entre outros fatores. Para além da adoção de detalhes geométricos e pormenorizações construtivas, bem como a seleção da composição do betão, as fases de execução e inspeção desempenham um papel fundamental. No entanto, perante situações expectáveis de elevada corrosividade poderá ser necessária a implementação de métodos complementares de prevenção.

Nesta dissertação é estudado, aprofundadamente, o fenómeno eletroquímico da corrosão, as suas causas, os seus efeitos e as várias formas de assegurar a durabilidade das estruturas de betão armado, mediante uma síntese da normativa Europeia relevante e uma análise bibliográfica.

O presente trabalho pretende apresentar uma análise comparativa entre a via tradicional prescritiva e a metodologia de atribuir propriedades de desempenho ao betão, com a finalidade de contribuir para o estabelecimento de um conjunto de diretivas para o projetista e para uma estimativa mais realista da durabilidade, enquadrando todas as variáveis do problema.

**Palavras-Chave:** betão armado, armaduras, corrosão, carbonatação, cloretos, durabilidade, metodologia prescritiva, metodologia baseada no desempenho, sustentabilidade.



## Abstract

There is currently a remarkable ageing and premature degradation of reinforced concrete structures in Portugal, with high costs of inspection, maintenance, repair and rehabilitation. The reinforcement corrosion is the main cause and the origin of this deterioration, with subsequent reducing of structural durability.

The harmful effects inherent to reinforcement corrosion can be minimized by a judicious performance during design, execution and inspection stages, in accordance to the existent European standards, which guarantees lifetime periods of 50 and 100 years.

The prevention of the reinforcement corrosion and the durability concept of a structure involve the definition of the intended lifetime period, the identification of environmental exposure class or classes and the selection of concrete cover thickness, among other factors. Apart from the adoption of geometric and construction details, as well as the selection of concrete composition, the execution and the inspection stages play a key role. However, in the presence of expected highly corrosive situations, the implementation of additional preventive methods may be required.

In this dissertation is studied thoroughly the electrochemical phenomenon of corrosion, its causes, its effects and the multiple ways to ensure durability of reinforced concrete structures, through a synthesis of the relevant European standards and a bibliographic analysis.

The aim of this work is to present a comparative analysis between the traditional prescriptive approach and the performance-based methodology, in order to contribute for the establishment of a group of design guidelines and to a more realistic assessment of durability, framing the whole problem variables.

**Key-words:** reinforced concrete, reinforcement, corrosion, carbonation, chlorides, durability, prescriptive methodology, performance-based methodology, sustainability.



## Agradecimentos

Apesar de ter sido elaborada de forma individual, a presente dissertação não poderia ter sido desenvolvida sem o apoio de alguns intervenientes, aos quais quero expressar o meu profundo agradecimento.

Ao Eng. Manuel Brazão Farinha quero deixar uma palavra de apreço pela sua orientação, amizade, compreensão, estímulo, experiência, conselhos, sugestões e sobretudo pela sua disponibilidade constante perante as minhas dúvidas e incertezas ao longo deste trabalho e em todas as respetivas vertentes, incluindo a seleção do tema, o material científico disponibilizado e nomeadamente na organização do meu percurso literário.

De forma equivalente, quero agradecer à Dr.<sup>ª</sup> Cristina Borges Azevedo, minha orientadora, pela sua colaboração, empenho, planeamento, espírito crítico, motivação, conhecimentos transmitidos e enorme receptividade desde o início deste trabalho, particularmente na área da Química e na revisão atenta da dissertação aliada às suas propostas, advertências e carácter opinativo nas respetivas correções.

Sucessivamente, quero manifestar uma enorme gratidão à instituição LNEC e aos respetivos Engenheiros, Investigadores e Doutores pelo seu auxílio, disponibilidade e paciência no esclarecimento das minhas frequentes questões relativas às matérias de maior complexidade e analogamente a oportunidade que me concederam de estabelecer contacto com tamanha entidade científica. De maneira alguma, consigo diferenciar ou qualificar o valor de cada discurso e recomendação como contributo para a realização deste trabalho. Com efeito, quero gratificar a Eng. Manuela Salta por me ter proporcionado uma visão, perspetiva e interesse por determinadas noções e conceitos para uma investigação e análise coerentes desta temática. Pretendo igualmente demonstrar uma especial consideração pelo Eng. André Monteiro, que me sugeriu e socorreu bastante na aplicação prática deste trabalho. Ao Eng. António Bettencourt quero proferir uma profunda gratificação pelos diálogos científicos que me facultou e que possibilitaram superar os meus obstáculos, inclusivamente os dados fornecidos para a concretização do capítulo prático desta dissertação. Agradeço ao Eng. Manuel Vieira pelo seu apoio, flexibilidade e doutos conselhos na fase final deste estudo. Quero igualmente referenciar a ajuda da Eng. Maria Paula Rodrigues na partilha da sua sabedoria e material didático.

Agradeço sinceramente:

- Ao Eng. Pedro Marques;
- À Prof. Dr.<sup>ª</sup> Sandra Aleixo;
- Ao Eng. José Barroso Aguiar;
- Ao Eng. Paulo Helene;
- Ao Eng. Rui Neves;
- À Ana Lavado e Carla Silva;
- À Prof. Elisabete Luís.

Agradeço ainda, de forma especial, a todos os meus colegas e professores que me acompanharam ao longo do meu percurso académico e que contribuíram, de forma direta ou indireta, para a concretização desta dissertação mediante a sua disponibilidade, apoio, ensinamentos, opiniões, ideias, fornecimento de dados e de material científico.

Aos meus queridos pais agradeço e dedico este trabalho por tudo o que investiram e sacrificaram por mim, ao longo da minha vida, por me apoiarem incondicionalmente e por estarem sempre presentes. As minhas sinceras desculpas pela minha ausência.



# Índice geral

<b>1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos .....	4
1.3	Estrutura da dissertação .....	5
<b>2</b>	<b>Fundamentos da corrosão .....</b>	<b>7</b>
2.1	Corrosão química e corrosão eletroquímica.....	7
2.2	Reações eletroquímicas .....	8
2.3	Potencial de redução, passivação e estabilidade termodinâmica .....	8
2.4	Tipos e formas de corrosão.....	11
2.4.1	Corrosão uniforme .....	11
2.4.2	Corrosão por picadas.....	12
2.4.3	Corrosão galvânica .....	13
2.4.4	Corrosão intersticial .....	14
2.4.5	Corrosão filiforme .....	14
2.4.6	Corrosão seletiva.....	15
2.4.7	Corrosão intergranular.....	16
2.4.8	Corrosão sob ações mecânicas .....	17
2.4.9	Corrosão microbiológica .....	19
2.4.10	Ilustração esquemática dos vários tipos e formas de corrosão .....	20
2.5	Fragilização por hidrogénio.....	21
2.6	Custos da corrosão .....	22
<b>3</b>	<b>Corrosão das armaduras em estruturas de betão armado .....</b>	<b>23</b>
3.1	Fases da corrosão.....	23
3.2	Despassivação das armaduras.....	24
3.3	Reações do processo de corrosão.....	25
3.4	Efeitos da corrosão das armaduras.....	27
3.5	Fatores mais relevantes para a corrosão das armaduras .....	28
3.6	Intensidade da corrente de corrosão eletroquímica .....	30
3.7	Carbonatação .....	31
3.7.1	Reações e mecanismo de ocorrência.....	31
3.7.2	Fatores que influenciam a velocidade e profundidade de carbonatação.....	35
3.8	Ação dos cloretos .....	45
3.8.1	Reações e mecanismo de ocorrência.....	45
3.8.2	Mecanismos de transporte e influência das condições de exposição .....	47
3.8.3	Limite crítico de cloretos.....	50
3.8.4	Fatores que influenciam o coeficiente de difusão de cloretos .....	52

3.9	Ação sinérgica dos cloretos e carbonatação .....	58
<b>4</b>	<b>Projeto de durabilidade de uma estrutura .....</b>	<b>61</b>
4.1	Enquadramento e normalização .....	61
4.2	Causas e consequências da degradação de uma estrutura .....	62
4.3	Fase de projeto.....	64
4.3.1	Conceito e requisitos de durabilidade .....	64
4.3.2	Detalhes de projeto.....	67
4.3.3	Classes de exposição ambiental .....	69
4.3.4	Recobrimento das armaduras .....	72
4.3.5	Controlo da fendilhação .....	77
4.4	Qualidade do betão.....	78
4.4.1	Requisitos prescritivos .....	78
4.4.2	Água de amassadura .....	80
4.4.3	Adjuvantes.....	81
4.4.4	Teor de cloretos .....	83
4.4.5	Razão água-cimento e dosagem de ligante.....	84
4.4.6	Adições .....	85
4.5	Fase de execução .....	90
4.5.1	Cofragem e cimbrês .....	91
4.5.2	Espaçamento entre varões.....	95
4.5.3	Colocação e compactação do betão .....	97
4.5.4	Cura do betão.....	98
4.6	Fase de inspeção .....	104
4.6.1	Fiabilidade estrutural .....	104
4.6.2	Classes de execução .....	106
4.6.3	Inspeção da produção e entrega do betão fresco .....	107
4.6.4	Inspeção da operação de cofragem .....	108
4.6.5	Inspeção da operação de armação .....	108
4.6.6	Inspeção da operação de betonagem .....	108
<b>5</b>	<b>Métodos de prevenção da corrosão das armaduras .....</b>	<b>109</b>
5.1	Enquadramento.....	109
5.1.1	Requisitos mínimos .....	110
5.1.2	Causas da corrosão das armaduras.....	111
5.1.3	Princípios e métodos de proteção .....	111
5.1.4	Métodos complementares de prevenção da corrosão das armaduras .....	112
5.2	Impregnação.....	115
5.3	Impregnação hidrofóbica .....	117
5.4	Revestimentos de superfície .....	121

5.5	Inibidores de corrosão.....	124
5.5.1	Inibidores anódicos .....	125
5.5.2	Inibidores catódicos .....	125
5.5.3	Inibidores mistos .....	125
5.5.4	Inibidores mais utilizados.....	126
5.6	Proteção catódica.....	128
5.6.1	Prevenção catódica .....	129
5.6.2	Proteção catódica por corrente imposta .....	132
5.6.3	Proteção catódica por ânodos de sacrifício .....	134
5.7	Galvanização do aço.....	137
5.8	Revestimentos epoxídicos das armaduras.....	142
5.9	Aços inoxidáveis .....	149
5.10	Síntese dos métodos preventivos da corrosão das armaduras .....	152
5.11	Combinação de sistemas de prevenção da corrosão das armaduras.....	153
<b>6</b>	<b>Caso de estudo.....</b>	<b>161</b>
6.1	Âmbito.....	161
6.2	Enquadramento.....	162
6.3	Conteúdos da LNEC E465 .....	163
6.4	Modelos de cálculo e metodologia do projeto de durabilidade.....	164
6.4.1	Aplicação dos modelos de cálculo do período de iniciação .....	166
6.4.2	Aplicação do modelo de cálculo do período de propagação .....	173
6.5	Determinação dos períodos de vida útil .....	175
6.6	Análise dos resultados obtidos.....	179
6.6.1	Generalidades .....	179
6.6.2	Análise dos resultados obtidos relativos ao fenómeno da carbonatação .....	179
6.6.3	Análise dos resultados obtidos relativos à ação dos cloretos.....	187
6.7	Síntese das conclusões obtidas no caso de estudo.....	199
<b>7</b>	<b>Conclusões e desenvolvimentos futuros .....</b>	<b>201</b>
7.1	Conclusões.....	201
7.1.1	Causas da corrosão das armaduras em estruturas de betão armado .....	201
7.1.2	Projeto, execução e inspeção.....	201
7.1.3	Projeto de durabilidade.....	203
7.2	Desenvolvimentos futuros .....	204
	<b>Referências bibliográficas .....</b>	<b>207</b>
	<b>Anexo A .....</b>	<b>A.1</b>
	<b>Anexo B.....</b>	<b>A.12</b>



## Índice de figuras

Figura 1.1 – Processos de deterioração do betão .....	1
Figura 2.1 – Esquematisação do aumento da taxa de corrosão em função do aumento do potencial e da polarização anódica .....	9
Figura 2.2 – Potencial limite de passivação: estado ativo e estado passivo .....	10
Figura 2.3 – Diagrama de <i>Pourbaix</i> simplificado para o ferro em meio aquoso .....	11
Figura 2.4 – Exemplo de corrosão uniforme: soldaduras de aço-carbono (a); tubo enterrado (b) .....	11
Figura 2.5 – Exemplificação de corrosão por picadas: <i>pitting</i> (a); num aço inoxidável (b) ....	12
Figura 2.6 – Exemplo de corrosão galvânica: deterioração preferencial de um metal em relação a outro .....	13
Figura 2.7 – Exemplo de corrosão intersticial: num aço inoxidável (a); deterioração em superfícies de contacto muito próximas (b) .....	14
Figura 2.8 – Exemplo de corrosão filiforme: nível inferior de um revestimento por pintura... ..	15
Figura 2.9 – Exemplo de corrosão gráfitica: a grafite permanece inalterável, facto que pode ser identificado pela área corroída com uma tonalidade escura (a); Exemplo de dezincificação: válvula de latão, na qual é visível o contraste entre a coloração avermelhada (típica do cobre) e o amarelo do latão (b); .....	16
Figura 2.10 – Exemplo de corrosão intergranular: aço inoxidável (a); microscopia eletrónica (b) .....	16
Figura 2.11 – Exemplo de corrosão sob tensão: aço inoxidável (a); aço inoxidável AISI 304 (b) .....	17
Figura 2.12 – Exemplo de corrosão sob fadiga: presença de uma fratura transgranular, idêntica à corrosão sob tensão, mas sem ramificações, na qual se destaca a presença de uma fratura primária, que se propagou devido a um processo corrosivo secundário .....	18
Figura 2.13 – Exemplo de corrosão microbiológica: deterioração de um oleoduto .....	19
Figura 2.14 – Representação esquemática de várias formas de corrosão, excetuando a fragilização por hidrogénio, que não é considerada um tipo de corrosão .....	20
Figura 2.15 – Exemplo de expansibilidade dos contornos dos grãos num aço de elevada resistência devido à ação do hidrogénio (fragilização), através de microscopia eletrónica por varrimento (a); Exemplo de empolamento por hidrogénio numa chapa de aço-carbono (b) ...	21
Figura 2.16 – Lei da evolução dos custos .....	22
Figura 3.1 – Vida útil de uma estrutura de betão armado (Modelo de <i>Tuutti</i> ), associada aos seus níveis de degradação por corrosão das armaduras .....	23
Figura 3.2 – Mecanismo de despassivação das armaduras .....	24
Figura 3.3 – Elementos constituintes de uma célula de corrosão eletroquímica .....	25
Figura 3.4 – As reações eletroquímicas da corrosão das armaduras .....	26
Figura 3.5 – Exemplificação de dois níveis da corrosão das armaduras, na qual é possível observar a migração dos produtos de corrosão para a matriz cimentícia, ou a sua acumulação na interface aço-betão (S – Aço; Ms – escama superficial; RL – Camada de produtos de corrosão; RP – Pasta cimentícia preenchida com produtos de corrosão; P – Pasta não afetada).....	26
Figura 3.6 – Volume relativo dos produtos de corrosão formados à superfície das armaduras .....	26
Figura 3.7 – Efeitos estruturais da corrosão das armaduras .....	27
Figura 3.8 – Relação entre a espessura do recobrimento e o período de iniciação da corrosão .....	28
Figura 3.9 – Efeito do teor de humidade no sistema de poros cimentício.....	29
Figura 3.10 – Influência da humidade ambiental na taxa de corrosão .....	30
Figura 3.11 – Mecanismo da carbonatação na corrosão das armaduras.....	31

Figura 3.12 – Representação esquemática da frente de carbonatação.....	32
Figura 3.13 – Reações inerentes ao processo de carbonatação (a); Regiões carbonatada e não carbonatada determinadas através da solução de fenolftaleína (b) .....	33
Figura 3.14 – Corrosão uniforme/generalizada devido ao fenómeno da carbonatação do betão .....	34
Figura 3.15 – Influência da humidade relativa na velocidade de carbonatação .....	36
Figura 3.16- Influência dos ciclos de molhagem e secagem na taxa de carbonatação .....	36
Figura 3.17 – Efeito da razão água-cimento, temperatura e adições na profundidade de carbonatação (a); Efeito da razão água-cimento e condições de exposição na profundidade de carbonatação (b) .....	37
Figura 3.18 – Efeito da dosagem de cimento na profundidade de carbonatação (a); Efeito da razão água-cimento e dosagem de cimento na profundidade de carbonatação (b).....	37
Figura 3.19 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com Cimento Portland Normal – CEM I 52.5R (a); Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 15% de escória granulada de alto-forno (b) .....	39
Figura 3.20 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 15% de filer calcário .....	39
Figura 3.21 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 50% de escória granulada de alto-forno (a); Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 25% de filer calcário (b).....	40
Figura 3.22 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 25% de cinzas volantes .....	40
Figura 3.23 – Efeito da razão água-cimento e período de cura na profundidade de carbonatação (a) e (b) .....	41
Figura 3.24 – Efeito da razão água-cimento e período de cura húmido na profundidade de carbonatação em betões expostos: a um ambiente quente-seco de carbonatação acelerada – 30 °C e HR 40% (a); 5 anos num ambiente quente-marítimo no Mediterrâneo Oriental – Israel (b) .....	41
Figura 3.25 – Influência do período de cura na profundidade de carbonatação em diferentes tipos de cimento (a) e (b) .....	42
Figura 3.26 – Efeito do período de cura na profundidade de carbonatação (a) e (b) .....	42
Figura 3.27 – Relação entre a resistência à compressão e a razão água-cimento (a); Dependência da taxa de carbonatação na resistência à compressão em cubos (b) .....	43
Figura 3.28 – Efeito da resistência à compressão na profundidade de carbonatação a diferentes idades (a); Relação entre a profundidade de carbonatação e a resistência à compressão (b).....	43
Figura 3.29 – Influência da carbonatação na resistência à compressão aos 7, 14 e 28 dias... ..	44
Figura 3.30 – Influência da resistência à compressão na profundidade de carbonatação .....	44
Figura 3.31 – Ilustração da intensidade de corrosão em diferentes zonas em ambiente marítimo .....	45
Figura 3.32 – Mecanismo e forma de atuação da corrosão das armaduras por picadas.....	46
Figura 3.33 – Mecanismos de transporte dos cloretos numa estrutura de betão armado em ambiente marítimo .....	48
Figura 3.34 - Influência da humidade na penetração de cloretos em condições: submersas (a); aéreas (b).....	48
Figura 3.35 – Exemplificação da penetração de cloretos numa estrutura marítima em função de diferentes altitudes (Cimento Portland Normal; razão água-cimento = 0,5; C <sub>3</sub> A= 10%) .....	49
Figura 3.36 – Representação esquemática das três formas de cloretos no betão .....	50
Figura 3.37 – Variação da concentração do rácio entre iões cloreto e iões hidróxido em função da taxa de corrosão.....	50
Figura 3.38 – Representação de alguns fatores que influenciam o limite crítico de cloretos .....	51

Figura 3.39 – Influência da razão água-cimento na penetração de cloretos (a); Influência da razão água-cimento no coeficiente de difusão de cloretos (b).....	53
Figura 3.40 – Influência da compactação na penetração de cloretos.....	53
Figura 3.41 – Influência da variação da dosagem de cimento e razão água-cimento na penetração de cloretos (a) e (b).....	54
Figura 3.42 – Variação do coeficiente de difusão de cloretos: em função da razão água-cimento para diferentes tipos de cimento (a); em função do tempo para diferentes tipos de cimento expostos a uma zona de salpicos em ambiente marítimo (b) .....	55
Figura 3.43 – Efeito de vários cimentos com adições no coeficiente de difusão de cloretos.....	56
Figura 3.44 – Efeito dos cimentos com adições na difusibilidade dos iões cloreto .....	56
Figura 3.45 – Influência do período de cura e razão água-cimento na difusibilidade de iões cloreto (a) e (b).....	57
Figura 3.46 – Influência da cura e adições pozolânicas na difusibilidade de cloretos .....	57
Figura 3.47 – Relação entre o limite crítico de cloretos e valores de pH para diferentes tipos de cimento – valores de pH determinados por <i>Gouda e Hausmann</i> .....	58
Figura 3.48 – Teor de cloretos livres e fixados quimicamente: num betão não carbonatado (a); num betão não carbonatado (b) .....	59
Figura 3.49 – Influência da difusibilidade de cloretos num betão carbonatado.....	60
Figura 4.1 – Normalização portuguesa e europeia para estruturas de betão armado .....	61
Figura 4.2 – Exemplificação de detalhes geométricos, pormenorizações e disposições construtivas que condicionam a durabilidade de uma estrutura de betão armado: posicionamento das armaduras nos cantos (a) e (c); congestionamento das armaduras (b) ....	67
Figura 4.3 – Exemplificação de detalhes geométricos e disposições construtivas que condicionam a durabilidade de uma estrutura de betão armado: traçado de superfícies horizontais e regiões de acumulação de líquidos (a); humedecimento de zonas críticas estruturais (b).....	68
Figura 4.4 – Influência da espessura do betão de recobrimento perante o fenómeno da carbonatação e a ação dos cloretos, em função do período de vida útil .....	72
Figura 4.5 – Influência da razão água-cimento na permeabilidade do betão.....	84
Figura 4.6 – Importância da cura nos cimentos compostos e seus efeitos na permeabilidade do betão, comparativamente ao Cimento Portland Normal .....	86
Figura 4.7 – Influência das adições de cinzas volantes e escória granulada de alto-forno na profundidade de carbonatação comparativamente ao Cimento Portland Normal.....	87
Figura 4.8 – Exemplificação da correlação entre durabilidade e desempenho .....	90
Figura 4.9 – Exemplificação de cofragem: vertical – muros/pilares (a); modulada – paredes (b) .....	91
Figura 4.10 - Exemplificação de cimbres: contínuo ao solo (a); escoramento de cargas verticais (b) .....	92
Figura 4.11 – Influência da cofragem de permeabilidade controlada no aumento de durabilidade .....	94
Figura 4.12 – Exemplificação de um sistema de cofragem de permeabilidade controlada....	94
Figura 4.13 – Comparação entre um acabamento superficial com o recurso à cofragem de permeabilidade controlada (direita) e sem o recurso a esta técnica (esquerda).....	95
Figura 4.14 – Exemplificação de espaçadores: circular de plástico (a); pré-fabricado de betão (b) .....	96
Figura 4.15 – Exemplificação do posicionamento de espaçadores em: vigas largas (a); pilares de secção maior (b) .....	97
Figura 4.16 – Exemplificação da operação de colocação do betão, na qual o betão é descarregado na vertical a baixas alturas (a); Diferenciação entre um betão compactado e não compactado, na qual é possível distinguir a homogeneidade do betão que foi alvo de vibração (b) .....	98

Figura 4.17 – Efeito do período de cura no desenvolvimento da resistência à compressão aos 7, 28, 90 e 365 dias (a); Efeito do período de cura e da resistência à compressão na profundidade de carbonatação e penetração de cloretos após 1 ano (b) .....	99
Figura 4.18 – Processo de cura com aplicação de um filme geotêxtil protetor (cobertura húmida) .....	100
Figura 4.19 – Influência da temperatura no desenvolvimento da resistência à compressão aos 1 e 28 dias, durante o processo de cura .....	101
Figura 5.1 – Causas comuns da deterioração das estruturas de betão armado devido à corrosão das armaduras.....	111
Figura 5.2 – Esquematização dos métodos preventivos complementares da corrosão das armaduras .....	114
Figura 5.3 – Ilustração do mecanismo de atuação da impregnação .....	115
Figura 5.4 – Efeito da aplicação de silicato de sódio: na redução do coeficiente de difusão de cloretos (a); no período de vida útil de uma estrutura (b) .....	116
Figura 5.5 – Ilustração do mecanismo de atuação da impregnação hidrofóbica.....	117
Figura 5.6 – Diferença entre um material hidrofílico e um material hidrofóbico .....	118
Figura 5.7 – Influência da utilização de materiais hidrofóbicos na redução da absorção de água: contaminada por cloretos em relação a um Cimento Portland Normal (Referência) (a); comparativamente a dois cimentos não tratados hidrofobicamente (b).....	119
Figura 5.8 – Perfis de penetração de cloretos de betões tratados e não tratados hidrofobicamente no túnel Eugénia em Estocolmo: 3 anos de exposição (a); 5 anos de exposição (b) .....	120
Figura 5.9 – Ilustração do mecanismo de atuação dos revestimentos de superfície.....	121
Figura 5.10 – Exemplificação dos efeitos dos inibidores de corrosão em função do potencial e corrente de corrosão: sem inibidor (a); inibidor anódico (b); inibidor catódico (c); inibidor misto (d) .....	126
Figura 5.11 – Diagrama de <i>Pourbaix</i> para o equilíbrio potencial/pH do ferro em água (25 °C, 1 atm): apresentação das principais reações que ocorrem na região de transição passivo/imune para pH = 13 .....	128
Figura 5.12 – Exemplificação do comportamento do aço no betão para diferentes potenciais em função do teor de cloretos (% em massa de cimento) a 20 °C e diferentes trajetos para a obtenção de prevenção catódica ou proteção catódica.....	130
Figura 5.13 – Prevenção catódica do aço no betão, perante o contacto com ambientes contaminados por cloretos .....	131
Figura 5.14 – Ilustração esquemática da proteção catódica por corrente imposta.....	132
Figura 5.15 - Representação esquemática da proteção catódica, na qual é possível observar a deslocação dos cloretos em direção ao ânodo.....	133
Figura 5.16 – Ilustração esquemática da proteção catódica por ânodos de sacrifício.....	134
Figura 5.17 – Exemplificação de um sistema de proteção catódica por ânodos sacrificais utilizando um ânodo de zinco, o qual foi selado a vácuo numa embalagem de plástico, por forma a impedir a contaminação durante as operações de fornecimento e armazenamento, com conseguinte remoção previamente à aplicação .....	135
Figura 5.18 – Representação esquemática de um sistema de proteção catódica utilizando um ânodo de magnésio, no qual é perceptível o seu envolvimento pelo material de enchimento	136
Figura 5.19 – Ilustração esquemática do processo de galvanização por imersão a quente .	137
Figura 5.20 – Fotomicrografia de um revestimento galvanizado obtido por imersão a quente, no qual é possível verificar a composição química das camadas e sua respetiva dureza: as camadas compostas por Fe-Zn são de dureza superior ao aço não ligado.....	138
Figura 5.21 - Micrografia da zona intersticial entre o aço galvanizado (coloração branca) e a matriz cimentícia (ampliado 100x), na qual é possível observar a difusão dos produtos resultantes da corrosão do zinco (cinza) para o seu interior (as partículas de maior dimensão representam a areia fina).....	139

Figura 5.22 – Exemplificação da gama de passivação de zinco correspondente às taxas de corrosão mais baixas, em contrapartida com o aumento da taxa de corrosão para valores não incluídos no intervalo de passivação do zinco .....	139
Figura 5.23 – Degradação do revestimento de zinco em armaduras galvanizadas após 2,5 anos de exposição em diferentes betões contaminados por cloretos, cuja espessura inicial era de 160 $\mu\text{m}$ .....	141
Figura 5.24 – Estudo relativo à força de aderência entre os aços normais não revestidos e os aços galvanizados, o qual comprova que as forças de ligação entre o betão e as armaduras galvanizadas não são inferiores às do aço não revestido, apesar do fenómeno de libertação do hidrogénio .....	141
Figura 5.25 – Exemplificação da pulverização de resinas em pó sobre os varões de aço a elevadas temperaturas .....	143
Figura 5.26 – Danos num varão revestido com resinas epoxídicas.....	144
Figura 5.27 – Exemplificação do recurso a um vibrador plástico para a operação de compactação do betão, por forma a não danificar os revestimentos epoxídicos das armaduras .....	145
Figura 5.28 – Exemplificação da correção de uma falha ou dano num varão revestido com resinas epoxídicas (zona de corte, fissuração ou desgaste por abrasão), para o qual é utilizado um produto a dois componentes, previamente aprovado pelo fabricante.....	145
Figura 5.29 – Exemplificação da forma como devem ser transportados os varões pelos operários, na qual é estritamente proibido o seu arrasto (a); Exemplificação correta de uma operação de carregamento e transporte com recurso a um sistema elevatório, na qual é possível observar a utilização de cintas de <i>nylon</i> e alguns pontos de fixação, para impedir a inclinação e possível queda ou danificação dos revestimentos .....	146
Figura 5.30 – Exemplificação da emersão de uma malha pré-soldada de um tanque de imersão com resinas epoxídicas em pó, utilizada no <i>Great Belt Link</i> na Dinamarca.....	147
Figura 5.31 – Gráfico representativo do pH de despassivação de vários aços inoxidáveis em solução de NaCl2M.....	150
Figura 5.32 – Representação esquemática dos campos de aplicação de diferentes tipos de aços inoxidáveis e do aço-carbono, em ambientes contaminados por cloretos .....	151
Figura 5.33 – Mecanismo dos métodos preventivos da corrosão das armaduras.....	152
Figura 6.1 – Sistematização do âmbito e objetivo do caso de estudo .....	161
Figura 6.2 – Representação da área delimitada pela curva normal standard de $-\infty$ a $\sqrt{2}z$ .....	172
Figura 6.3 – Exemplificação da diferenciação da dimensão e distribuição da estrutura porosa: entre os Cimentos Portland Normal (PC) (A); e os cimentos compostos (SCM) (B), na qual o contorno a amarelo simboliza o gel rígido CSH (silicato de cálcio hidratado).....	188
Figura 6.4 – Princípios, requisitos e métodos para obtenção de durabilidade numa estrutura de betão armado .....	199
Figura B.1 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.12
Figura B.2 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.12
Figura B.3 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.13
Figura B.4 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.13
Figura B.5 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.14
Figura B.6 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6 + 5\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.14

Figura B.7 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.15
Figura B.8 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6 + 10\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3) .....	A.15
Figura B.9 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.16
Figura B.10 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.16
Figura B.11 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.17
Figura B.12 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.17
Figura B.13 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 5\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.18
Figura B.14 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.18
Figura B.15 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 10\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.19
Figura B.16 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.19

## Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Posicionamento de alguns metais quanto à energia necessária para a sua produção .....	7
Tabela 2.2 – Série eletroquímica (padrão) e série galvânica em meio de NaCl a 3%.....	9
Tabela 3.1 – Níveis de corrosão em função da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica .....	30
Tabela 3.2 – Quantidade de CaO (%) em diversos tipos de cimento .....	38
Tabela 3.3 – Influência do teor de C <sub>3</sub> A no prolongamento da iniciação da corrosão .....	54
Tabela 3.4 – Comparação de coeficientes de difusão de cloretos quantificados em regime estacionário entre três misturas cimentícias distintas .....	55
Tabela 4.1 – Principais fatores suscetíveis de promover a deterioração de estruturas de betão armado por corrosão das armaduras.....	62
Tabela 4.2 – Deterioração do betão armado resultante de uma inadequada especificação na fase de projeto .....	63
Tabela 4.3 – Deterioração do betão armado resultante de má execução e ausência de controlo de qualidade.....	63
Tabela 4.4 – Deterioração do betão armado resultante de má especificação do betão .....	63
Tabela 4.5 – Requisitos de durabilidade em função do desempenho e período de vida útil estruturais .....	64
Tabela 4.6 – Subdivisão das responsabilidades dos intervenientes do projeto de durabilidade, para garantia do controlo de qualidade.....	65
Tabela 4.7 – Valores indicativos do período de vida útil de projeto .....	66
Tabela 4.8 – Classes de exposição em função das condições ambientais .....	69
Tabela 4.9 – Combinação de classes de exposição relativas à corrosão das armaduras .....	71
Tabela 4.10 – Desvios admissíveis para o recobrimento e posicionamento das armaduras .....	73
Tabela 4.11 – Valores do recobrimento mínimo, $C_{min,b}$ , em função das forças de aderência entre as armaduras e o betão.....	74
Tabela 4.12 – Valores do recobrimento mínimo, $C_{min,dur}$ , relativos aos requisitos de durabilidade para as armaduras de betão armado.....	75
Tabela 4.13 – Recobrimentos mínimos e nominais para uma vida útil de 50 e 100 anos .....	75
Tabela 4.14 – Valores limite recomendados para o controlo da fendilhação.....	77
Tabela 4.15 – Diâmetro máximo dos varões para controlo da fendilhação <sup>o)</sup> .....	78
Tabela 4.16 – Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação <sup>o)</sup> .....	78
Tabela 4.17 – Limites da composição e classe de resistência do betão sob a ação do dióxido de carbono para uma vida útil de 50 anos.....	79
Tabela 4.18 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação dos cloretos para uma vida útil de 50 anos .....	80
Tabela 4.19 – Classes do teor de cloretos do betão.....	83
Tabela 4.20 – Resultados obtidos de um estudo efetuado no âmbito da despassivação das armaduras por contaminação de cloretos, no qual foram utilizadas diferentes espessuras de recobrimento e dois tipos de cimento com uma dosagem de ligante de 420 kg/m <sup>3</sup> e processos de cura idênticos .....	87
Tabela 4.21 – Análise das classes de resistência em função da adição de diferentes quantidades de escória granulada de alto-forno e cinzas volantes, em comparação com o Cimento Portland Normal, num ambiente contaminado por cloretos, para um período de iniciação de 75 anos e diferentes espessuras de recobrimento .....	88
Tabela 4.22 – Classes de cura em função do período e resistência característica aos 28 dias .....	101
Tabela 4.23 – Classificação das classes de cura em função das classes de exposição .....	101

Tabela 4.24 – Período mínimo de cura para a classe de cura 2 (correspondente a uma resistência superficial do betão igual a 35% da resistência característica especificada) .....	102
Tabela 4.25 – Período mínimo de cura para a classe de cura 3 (correspondente a uma resistência superficial do betão igual a 50% da resistência característica especificada) .....	102
Tabela 4.26 – Período mínimo de cura para a classe de cura 4 (correspondente a uma resistência superficial do betão igual a 70% da resistência característica especificada) .....	103
Tabela 4.27 – Definição das classes de consequências e respetivos exemplos informativos.....	105
Tabela 4.28 – Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade $\beta$ (estado limite último).....	105
Tabela 5.1 – Descrição da abordagem e conteúdo das diferentes partes da EN 1504 .....	109
Tabela 5.2 – Síntese dos sistemas de proteção superficial .....	122
Tabela 5.3 – Requisitos de desempenho para um revestimento de superfície .....	123
Tabela 5.4 – Comparação entre a proteção catódica por corrente imposta e por ânodos de sacrifício .....	136
Tabela 5.5 – Quadro síntese comparativo de algumas propriedades e características importantes para a seleção do método apropriado de prevenção entre as armaduras galvanizadas e os revestimentos epoxídicos das armaduras (ambos são revestimentos barreira do aço).....	148
Tabela 5.6 – Composição química (% em massa) dos aços inoxidáveis 304L, 316L e 318 <i>duplex</i> .....	150
Tabela 5.7 – Exemplificação comparativa da proporção do teor crítico de cloretos entre dois tipos de aços inoxidáveis (1,4301 e 1,4401) e um aço não ligado .....	151
Tabela 5.8 – Síntese das vantagens, inconvenientes e efeitos na resistência à carbonatação e ao ataque de cloretos dos métodos preventivos complementares da corrosão das armaduras aplicáveis ao betão.....	154
Tabela 5.9 – Síntese das vantagens, inconvenientes e efeitos na resistência à carbonatação e ao ataque de cloretos dos métodos preventivos complementares da corrosão das armaduras aplicáveis ao aço.....	157
Tabela 6.1 – Mínimos índices de fiabilidade e fatores de segurança da vida útil .....	165
Tabela 6.2 – Valores dos parâmetros $k_1$ e $n$ .....	167
Tabela 6.3 – Valores dos parâmetros $k_{vert}$ , $k_{hor}$ e $k_{temp}$ para o cálculo de $C_s$ .....	170
Tabela 6.4 – Concentração de cloretos $C_R$ (% em massa de cimento).....	171
Tabela 6.5 – Valores dos parâmetros $k_{D,c}$ , $k_{D,RH}$ , $k_{D,T}$ e $n$ para o cálculo de $D_a$ (t).....	171
Tabela 6.6 – Correspondência da humidade relativa às classes de exposição.....	174
Tabela 6.7 – Classes de exposição e níveis de corrosão das armaduras .....	174
Tabela 6.8 – Exemplificação do critério adotado para as classes de resistência .....	177
Tabela 6.9 – Conversão de coeficientes de carbonatação acelerada ( $k_{acel}$ ) em coeficientes de resistência à carbonatação ( $R_{C65}$ ) .....	178
Tabela A.1 – Série galvânica em água do mar.....	A.1
Tabela A.2 – Classificação estrutural recomendada.....	A.2
Tabela A.3 – Requisitos relativos ao tipo, extensão, entidade responsável, documentação e âmbito da inspeção subdivididos pelas classes de execução 1, 2 e 3.....	A.3
Tabela A.4 – Parâmetros para a seleção da classe de execução.....	A.4
Tabela A.5 – Inspeção da produção do betão.....	A.5
Tabela A.6 – Inspeção do betão fresco.....	A.6
Tabela A.7 – Inspeção das operações anteriores à betonagem.....	A.7
Tabela A.8 – Inspeção da colocação e compactação do betão.....	A.8
Tabela A.9 – Inspeção da proteção e cura.....	A.9
Tabela A.10 – Inspeção das operações após a betonagem.....	A.10
Tabela A.11 – Princípios e respetivos métodos inerentes à prevenção da corrosão das armaduras.....	A.11

Tabela B.1 – Coletânea de dados de ensaios laboratoriais relativos à resistência à carbonatação.....	A.20
Tabela B.2 – Coletânea de dados de ensaios laboratoriais relativos ao coeficiente de difusão de cloretos.....	A.21
Tabela B.3 – Exemplificação dos 27 produtos da família dos cimentos correntes.....	A.22
Tabela B.4 – Cálculo de $t_i$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.23
Tabela B.5 – Cálculo de $t_p$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.24
Tabela B.6 – Cálculo de $t_i$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.25
Tabela B.7 – Cálculo de $t_p$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.26
Tabela B.8 – Cálculo de $t_i$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.27
Tabela B.9 – Cálculo de $t_p$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.28
Tabela B.10 – Cálculo de $t_i$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3) .....	A.29
Tabela B.11 – Cálculo de $t_p$ para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3) .....	A.30
Tabela B.12 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.31
Tabela B.13 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.31
Tabela B.14 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.31
Tabela B.15 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.31
Tabela B.16 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.32
Tabela B.17 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.32
Tabela B.18 – Determinação de $t_L$ para a classe XC3 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.32
Tabela B.19 – Determinação de $t_L$ para a classe XC4 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.32
Tabela B.20 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.33
Tabela B.21 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.34
Tabela B.22 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.35
Tabela B.23 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.36
Tabela B.24 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.37
Tabela B.25 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.38

Tabela B.26 – Cálculo de $t_p$ para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.39
Tabela B.27 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.40
Tabela B.28 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.41
Tabela B.29 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.42
Tabela B.30 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.43
Tabela B.31 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.44
Tabela B.32 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.45
Tabela B.33 – Cálculo de $t_p$ para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3) .....	A.46
Tabela B.34 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.47
Tabela B.35 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.48
Tabela B.36 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.49
Tabela B.37 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.50
Tabela B.38 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.51
Tabela B.39 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.52
Tabela B.40 – Cálculo de $t_p$ para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 + 5 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.53
Tabela B.41 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3) .....	A.54
Tabela B.42 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.55
Tabela B.43 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.56
Tabela B.44 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.57
Tabela B.45 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.58
Tabela B.46 – Cálculo de $t_i$ para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.59
Tabela B.47 – Cálculo de $t_p$ para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$ – S6 + 10 mm ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.60
Tabela B.48 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.61
Tabela B.49 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur}$ – S4 ; classe de fiabilidade – RC2).....	A.61
Tabela B.50 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur}$ – S6 ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.61

Tabela B.51 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.61
Tabela B.52 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.62
Tabela B.53 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.62
Tabela B.54 – Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.62
Tabela B.55 – Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3).....	A.62



## Lista de símbolos e fórmulas químicas

$CO_3^{2-}$  – ião carbonato  
 $CrO_4^{2-}$  – ião cromato  
 $\phi_n$  – diâmetro equivalente  
 $Al_2O_3$  – óxido de alumínio  
 $Br^-$  – ião brometo  
 $C_{Cl^-}$  – concentração de iões cloreto  
 $C_{OH^-}$  – concentração de iões hidróxido  
 $C_2S$  – silicato bicálcico  
 $C_3A$  – aluminato tricálcico  
 $C_3S$  – silicato tricálcico  
 $C_4AF$  – aluminoferrato tetracálcico  
 $CO_2$  – dióxido de carbono  
 $CaCl_2$  – cloreto de cálcio  
 $Cl^-$  – ião cloreto  
 $C_{max}$  – máxima quantidade de carbono  
 $Cr_2O_3$  – óxido de crómio  
 $D_0$  – coeficiente de difusão potencial segundo a metodologia de ensaio da LNEC E463  
 $D_{apr}$  – coeficiente de difusão de cloretos aparente  
 $D_{max}$  – máxima dimensão do agregado mais grosso  
 $D_{ns}$  – coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário (non-steady-state chloride diffusion coefficient)  
 $E_{corr}$  – potencial de corrosão livre  
 $E_p$  – potencial de passivação  
 $E_{pit}$  – potencial de *pitting*  
 $E_{pro}$  – potencial de repassivação  
 $F^-$  – ião fluoreto  
 $Fe_2O_3$  – óxido de ferro (III)  
 $Fe_2O_3 \cdot H_2O$  – óxido de ferro hidratado (III)  
 $Fe^{2+}$  – ião ferro (II)  
 $Fe_3O_4$  – óxido de ferro (II, III)  
 $FeCl_2$  – cloreto de ferro (II)  
 $H^+$  – ião hidrogénio  
 $H_2$  – molécula de hidrogénio  
 $H_2O$  – molécula de água  
 $H_2S$  – sulfureto de hidrogénio  
 $I^-$  – ião iodeto  
 $I_{corr}$  – intensidade da corrente de corrosão eletroquímica  
 $M^+$  – catião metálico  
 $Mg^{2+}$  – ião magnésio  
 $Mn_{max}$  – máxima quantidade de manganês  
 $Ni^{2+}$  – ião níquel (II)  
 $O_2$  – molécula de oxigénio  
 $OH^-$  – ião hidróxido  
 $P_{max}$  – máxima quantidade de fósforo  
 $R_{C65}$  – resistência à carbonatação segundo a metodologia de ensaio da LNEC E391  
 $R_s(t_g)$  – resistência da estrutura face às ações ambientais  
 $S_D$  – espessura da camada de ar que possui a mesma resistência à difusão do vapor de água ou dióxido de carbono que a película de revestimento  
 $SiO_2$  – dióxido de silício

$S_{i,max}$  – máxima quantidade de silício  
 $S_{max}$  – máxima quantidade de enxofre  
 $Zn^{2+}$  – íão zinco  
 $c_{accel}$  – concentração de dióxido de carbono relativa ao ensaio acelerado da carbonatação segundo a metodologia de ensaio da LNEC E391  
 $c_{min,b}$  – recobrimento mínimo relativo aos requisitos de aderência  
 $c_{min,dur}$  – recobrimento mínimo relativo às condições ambientais e às classes estruturais  
 $c_{min}$  – recobrimento mínimo  
 $c_{nom}$  – recobrimento nominal  
 $d_g$  – máxima dimensão dos agregados  
 $d_{min}$  – espessura mínima da película seca  
 $e^-$  – eletrões  
 $e_a$  – polarização anódica  
 $f_{ck,cube}$  – resistência à compressão característica do betão determinada em cubos  
 $f_{cm,cube}$  – resistência à compressão média do betão determinada em cubos  
 $k_{60}$  – coeficiente de permeabilidade ao ar do betão de recobrimento com o provete aos 28 dias de idade e em equilíbrio com uma  $HR$  de 60% segundo a metodologia de ensaio da LNEC E392  
 $k_{accel}$  – coeficiente de carbonatação acelerada  
 $n_b$  – número de varões do agrupamento  
 $s_{min}$  – distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou camadas horizontais  
 $t_L$  – período de vida útil de projeto  
 $t_d$  – período de vida útil de cálculo  
 $t_g$  – período de vida útil pretendido  
 $t_i$  – período de iniciação da corrosão  
 $t_{ic}$  – período de iniciação de cálculo  
 $t_p$  – período de propagação da corrosão  
 $w_k$  – valor de cálculo para a largura das fendas  
 $w_{max}$  – valor limite para a largura das fendas  
 $C... / ...$  – classe de resistência à compressão do betão corrente e do betão pesado  
 $CEM$  – tipo de cimento de acordo com a NP EN 197-1:2012  
 $CEM II(B)$  – designação atribuída aos  $CEM II/B$  utilizados no capítulo 6, no qual se incluem os  $CEM II/B-V$  e  $CEM II/B-L$  na análise dos resultados obtidos devido ao fenómeno da carbonatação (subcapítulo 6.6.2) e exclusivamente os  $CEM II/B-V$  na análise dos resultados obtidos devido à ação dos cloretos (subcapítulo 6.6.3)  
 $CPN$  – Cimento Portland Normal  
 $CPN HY$  – betão constituído por Cimento Portland Normal tratado hidrofobicamente  
 $CV$  – cinzas volantes  
 $EGA-F$  – escória granulada de alto-forno  
 $EGA-F HY$  – betão com adições de escória granulada de alto-forno tratado hidrofobicamente  
 $EN$  – norma europeia  
 $Hy$  – betão tratado hidrofobicamente  
 $ISO$  – organização internacional de normalização  
 $LC... / ...$  – classe de resistência à compressão do betão leve  
 $LNEC E$  – especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
 $NP EN$  – versão portuguesa de uma norma europeia  
 $pH$  – potencial hidrogeniónico  
 $pH_d$  – potencial hidrogeniónico de despassivação  
 $XC$  – classe de exposição ambiental para o risco de corrosão induzida por carbonatação  
 $XD$  – classe de exposição ambiental para o risco de corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar

XS – classe de exposição ambiental para o risco de corrosão induzida por cloretos da água do mar  
 C – dosagem de cimento  
 CC – classe de consequências  
 CE – conformidade europeia  
 CPF – cofragem de permeabilidade controlada  
 CSH – silicato de cálcio hidratado  
 $Ca(NO_2)_2$  – nitrito de cálcio  
 $Ca(OH)_2$  – hidróxido de cálcio  
 $CaCO_3$  – carbonato de cálcio  
 $CaO$  – óxido de cálcio  
 Cs – concentração de cloretos à superfície  
 D – coeficiente de difusão de cloretos  
 DSL – nível de supervisão do projeto  
 E – potencial eletroquímico  
 $Fe(OH)_2$  – hidróxido de ferro (II)  
 $Fe(OH)_3$  – hidróxido de ferro (III)  
 H – hidrogénio atômico  
 HR – humidade relativa do ar  
 IL – nível de inspeção da execução  
 K – coeficiente ou taxa de carbonatação  
 KOH – hidróxido de potássio  
 M – metal  
 $Mg(OH)_2$  – hidróxido de magnésio  
 $MgO$  – óxido de magnésio  
 NaCl – cloreto de sódio  
 $NaCl2M$  – solução de  $NaCl2M$   
 NaOH – hidróxido de sódio  
 $Ni(OH)_2$  – hidróxido de níquel (II)  
 PVC – policloreto de polivinilo  
 RC – classe de fiabilidade  
 $S(t_g)$  – ações ambientais  
 TdM – tempo de molhagem  
 Ti/MMO – titânio revestido com mistura de óxidos nobres  
 $Zn(OH)_2$  – hidróxido de zinco  
 $ZnO$  – óxido de zinco  
 a/c – razão água-cimento  
 erf – função erro  
 k – fator que tem em consideração a atividade de uma adição do tipo II  
 p/p – percentagem em massa  
 ppm – parte por milhão  
 $\Delta c_{dev}$  – margem de cálculo para as tolerâncias de execução  
 $\Delta c_{dur,add}$  – redução do recobrimento no caso de proteção adicional ao betão armado  
 $\Delta c_{dur,st}$  – redução do recobrimento mínimo perante a utilização de aços inoxidáveis  
 $\Delta c_{dur,y}$  – margem de segurança para o recobrimento das armaduras  
 $\beta$  – índice de fiabilidade  
 $\gamma$  – fator de segurança da vida útil



## Termos e definições

Betão de composição prescrita – betão cuja composição e materiais constituintes são especificados ao produtor, que é responsável por fornecer um betão com a composição especificada [87].

Betão de composição prescrita em norma – betão de composição prescrita, cuja composição se encontra estabelecida numa norma válida de utilização do betão [87].

Calor de hidratação – quantidade de calor desenvolvida pela hidratação dum cimento num determinado período de tempo [267].

Classes de execução – conjunto classificado de requisitos especificados para a execução da construção como um todo ou de um componente individual [90].

*Deemed to satisfy* – pressupostos para a satisfação de determinadas condições: requisitos prescritivos para um determinado período de vida útil de projeto.

DPN – diamond pyramid hardness (mensuração da dureza de um material).

*Duplex* – aço inoxidável austenítico-ferrítico.

*Efeito de filer* – colmatação dos espaços vazios entre as partículas dos agregados de menor dimensão devido ao elevado grau de finura de um determinado material, o que induz um aumento da compacidade e diminuição da permeabilidade da mistura cimentícia.

Elétrodo de referência – elétrodo que, tendo um potencial estável e reproduzível, é usado como referência para a medida dos potenciais de elétrodo [1].

Especificação – compilação final de requisitos técnicos documentados dados ao produtor em termos de desempenho ou de composição [87].

Estados limites – estados para além dos quais a estrutura deixa de preencher os critérios relevantes de projeto [92].

Fiabilidade – aptidão de uma estrutura ou de um elemento estrutural para satisfazer os requisitos especificados, incluindo o valor de cálculo do tempo de vida útil para o qual foi projetada. A fiabilidade é normalmente expressa em termos probabilísticos e envolve segurança, utilização e durabilidade [92].

Liga metálica – material com propriedades metálicas que possui dois ou mais elementos químicos, em que pelo menos um deles é metal [266].

*Lognormal* – Uma variável aleatória  $X$  tem distribuição *lognormal*, quando o seu logaritmo ( $Y = \log(X)$ ) tem a distribuição normal padrão.

Nitratação superficial – tratamento termoquímico que pressupõe a introdução de nitrogénio na forma atómica à superfície do aço por difusão, que possibilita o aumento da sua dureza, resistência ao desgaste e à corrosão [269].

*Nylon* – nome comercial para os materiais da família das poliamidas, que apresentam uma elevada resistência ao desgaste e à tração.

Passividade – estado no qual o betão não se corroe espontaneamente, devido a uma película de óxidos protetora [26].

Pilha de arejamento diferencial – pilha de corrosão, na qual a diferença de potencial resulta da diferença de concentração de oxigénio junto dos seus elétrodos [1].

Pilha de concentração iónica – pilha de corrosão, na qual a diferença de potencial resulta da diferença de concentração dos agentes corrosivos junto dos seus elétrodos [1].

Pilha de corrosão – pilha galvânica em curto-circuito num sistema de corrosão, onde o metal que está a correr-se constitui um dos seus elétrodos [1].

Pilha galvânica – combinação de diferentes elétrodos ligados em série num eletrólito [1].

*Pits* – áreas limitadas provenientes da corrosão por picadas.

*Pitting* – corrosão por picadas.

*Primário* – revestimento utilizado para a preparação das superfícies, por forma a suprimir falhas ou imperfeições.

Referência – betão ou cimento de controlo das amostras.

Resistência característica – valor da resistência abaixo do qual se espera que ocorra 5% da população de todos os possíveis resultados da resistência, relativos ao volume de betão em consideração [87].

Sal de *Friedel* – combinação química dos cloretos com o aluminato tricálcico ( $C_3A$ ), através da qual se formam cloroaluminatos.

Sal de *Kuzel* – combinação química dos cloretos com o aluminoferrato tetracálcico ( $C_4AF$ ), através da qual se formam cloro-sulfoaluminatos.

*Shot-peening* – técnica utilizada para produzir uma camada de tensões de compressão residuais e modificar as propriedades mecânicas dos materiais. Este processo é obtido através do bombardeamento da superfície metálica com esferas (metálicas, de vidro ou cerâmica) e com força suficiente para criar uma deformação plástica [268].

Superfície específica – é uma propriedade dos sólidos, a qual representa a área total da superfície de um material por unidade de massa ( $m^2/kg$ ) ou volume ( $m^2/m^3$ ).

Vida útil – período de tempo durante o qual o desempenho do betão na estrutura se mantém a um nível compatível com a satisfação dos requisitos de desempenho da estrutura, desde que haja adequada manutenção [87].

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento

O início da construção de estruturas em betão armado data de meados do século XIX e é atribuída a *Joseph-Louis-Lambot*. Deste então, tem-se verificado um aumento gradual do recurso ao betão armado para resistir à diversidade de cargas e ações ambientais, com especial destaque para os últimos 50 anos, nos quais tem constituído o material estrutural predominante. Comparativamente a outros materiais estruturais, o betão armado é bastante vantajoso devido à elevada disponibilidade de matéria-prima, ausência de mão de obra qualificada, adaptabilidade a nível geométrico, baixo custo de fabrico, incombustibilidade e boa resistência às ações mecânicas. Com efeito, a sua utilização admite uma multiplicidade de aplicações, desde edifícios públicos ou industriais a infraestruturas viárias ou hidráulicas e estruturas em edifícios correntes.

Numa fase inicial, o betão armado chegou a ser refletido como um material quase eterno. No entanto, após a grande disseminação desta nova técnica, verifica-se atualmente um notável envelhecimento e uma deterioração prematura das estruturas, com subsequente surgimento de anomalias, factos preocupantes para as entidades de construção, já que a maioria das causas associadas se relacionam com a ausência de uma execução e aplicação prática dos conhecimentos teóricos. Para além de condicionarem a funcionalidade estética e a capacidade resistente, a progressão das anomalias é suscetível de potenciar o colapso parcial ou total de uma estrutura. Como resultado das frequentes manifestações patológicas, começaram a ser contabilizados elevados custos de reparação e reabilitação, circunstância que promoveu a conceptualização da *engenharia preventiva* e uma maior investigação na temática da durabilidade, aliada ao desenvolvimento de novas técnicas e materiais, com o intuito de ampliar o período de vida útil das estruturas.

Apesar de determinadas estruturas de betão armado beneficiarem de um desempenho satisfatório durante um elevado tempo de serviço, subsiste uma multiplicidade de processos de deterioração suscetíveis de condicionar a sua durabilidade.

A corrosão das armaduras é a principal causa e origem da deterioração das estruturas de betão armado, facto que é evidenciado na Figura 1.1, na qual é perceptível a maior atribuição dos processos de degradação do betão à corrosão das armaduras devido ao mecanismo da carbonatação e à penetração de cloretos.



Figura 1.1 – Processos de deterioração do betão (adaptado de [239])

De facto, o betão jovem confere uma proteção às armaduras devido à sua elevada alcalinidade, decorrente maioritariamente da presença de hidróxidos de cálcio provenientes das reações de hidratação do cimento, que favorece a formação de uma camada de passivação à superfície do aço. Esta película protetora, compacta e aderente previne a corrosão das armaduras – fenómeno eletroquímico que se desenvolve exclusivamente na presença de água e oxigénio. No entanto, o ingresso de agentes agressivos através do betão de recobrimento potencia a criação das condições propícias à destruição do filme passivante, possibilitando o desencadeamento da corrosão.

Os principais agentes responsáveis por este fenómeno são o dióxido de carbono, abundante na atmosfera, o qual provoca o decréscimo da alcalinidade do betão (carbonatação) e subsequente perda generalizada da camada de passivação e os iões cloreto que, apesar de não interferirem na natureza alcalina do betão, quando excedem um determinado limite crítico no sistema de poros, promovem um ataque localizado e a rutura pontual da película passivante. À medida que se propaga a corrosão, para além da redução da secção dos varões, formam-se vários produtos de características expansivas, que criam elevadas tensões internas e provocam a redução da aderência entre as armaduras e o betão, a fendilhação e o destacamento do betão de recobrimento, comprometendo a capacidade resistente estrutural.

Os efeitos prejudiciais inerentes à corrosão das armaduras e subsequente condicionamento do tempo de serviço de uma estrutura podem ser minimizados mediante a concretização das fases de projeto, execução e inspeção em conformidade com a normalização, que garante em função das condições ambientais, períodos de vida útil de 50 e 100 anos. Contudo, a deterioração prematura das estruturas de betão armado por corrosão tem sido associada substancialmente à falta de cumprimento dos requisitos normativos, nomeadamente no que diz respeito à seleção de materiais, às espessuras dos recobrimentos, à qualidade do betão e às operações de cofragem, armação e betonagem.

A fase de projeto de uma estrutura exige uma antevisão das ações e processos de degradação suscetíveis de potenciar a rutura e colapso estruturais e a sua variabilidade ao longo do tempo. Posteriormente à avaliação dos mecanismos de deterioração, é essencial determinar o período de vida útil pretendido e assegurar que cada etapa de construção é corretamente executada, aliada à supervisão das características especificadas para os materiais e processos construtivos. Contudo, perante uma elevada agressividade ambiental, mesmo com o cumprimento das exigências normativas, o betão é suscetível de perder as suas propriedades de proteção e desencadear-se o processo de corrosão das armaduras prematuramente, circunstância que requer a aplicação de medidas complementares de prevenção.

Para além das intervenções económicas de reparação e reabilitação ou dos efeitos nas condições de segurança dos utilizadores, a redução do tempo de serviço estrutural e inerentes processos de reparação provocam impactos a nível ambiental, tais como o dispêndio de recursos naturais, a produção de resíduos que exijam a necessidade de ser aterrados, o consumo energético e subsequente aumento das emissões de  $CO_2$  para a atmosfera.

Tendo em consideração estes aspetos, a conceção de uma estrutura de betão armado deverá satisfazer todos os requisitos de segurança, funcionalidade e utilização prescritos ao nível do projeto, para os quais a pormenorização das disposições construtivas, a composição dos materiais, o desempenho das diversas fases de execução, a adoção de procedimentos de controlo de qualidade, o planeamento e implementação de operações de manutenção constituem fatores imprescindíveis para a consecução do período de vida útil pretendido.

Nesta conjuntura, a modelação da deterioração do betão por corrosão do aço é bastante importante, já que permite a interligação do conceito de desenvolvimento sustentável com a fase de projeto e conceção estruturais, ao proporcionar a consciencialização das necessidades dos clientes, de forma rentável, e simultaneamente, facultando uma orientação do desempenho ao longo do tempo de serviço, isto é, uma retrospectiva da durabilidade, a qual possibilita a minimização de efeitos prematuros e inexpectáveis, em termos de degradação do betão, que impliquem elevados custos de reparação, consequências adversas a nível ambiental e social ou o sobredimensionamento estrutural associado a uma utilização excessiva de recursos naturais.

De facto, a garantia de durabilidade de uma estrutura de betão armado pode exclusivamente ser avaliada perante a aplicação de modelos determinísticos, que representem os mecanismos de deterioração, como resultado das condições e riscos ambientais, a que uma estrutura seja hipoteticamente submetida. Nos últimos anos, tem sido realizados bastantes progressos na modelação do período de vida útil de uma estrutura de betão armado no âmbito da corrosão. Com efeito, a regulamentação nacional existente – NP EN 206-1:2007 – propõe duas metodologias distintas com a finalidade de garantir a durabilidade de uma estrutura de betão armado perante a agressividade ambiental inerente à ação do  $CO_2$  e dos  $Cl^-$  – a via prescritiva (LNEC E464) e a metodologia de atribuir propriedades de desempenho ao betão (LNEC E465).

Atualmente, a via prescritiva, a qual impõe valores limite para a composição do betão, mínimas classes de resistência e espessuras do recobrimento em função das classes de exposição ambiental, constitui a base de normalização do betão armado. Tendo em consideração que esta metodologia resulta da experiência adquirida na conceção estrutural ao longo do tempo, os requisitos prescritivos – *deemed to satisfy* – auxiliam geralmente a edificação de estruturas duráveis perante uma diversidade de condições ambientais, embora tais desempenhos não sejam atingidos em ambientes de elevada agressividade. Com efeito, verifica-se recentemente o surgimento de um maior interesse nos benefícios inerentes à caracterização do betão através de propriedades de desempenho.

Apesar das normas prescritivas serem de fácil aplicabilidade, revelam-se bastante conservadoras, não apresentando flexibilidade na utilização de novos materiais e composições, o que é suscetível de se traduzir num maior dispêndio de recursos naturais. No entanto, a principal desvantagem da via prescritiva reside no facto de não serem contabilizadas as etapas inerentes à fase de construção, tais como a colocação, compactação e cura do betão, operações que condicionam significativamente a qualidade do betão de recobrimento e detêm uma ação determinante na resistência do betão ao ingresso de agentes agressivos.

Em contrapartida com esta abordagem, a qual não clarifica os períodos de vida útil expectáveis, nem fornece qualquer orientação acerca da permutabilidade dos requisitos prescritos perante a consecução de um tempo de serviço pré-definido, a especificação de propriedades de desempenho viabiliza a previsão da vida útil estrutural, proporcionando uma otimização do projeto, dos materiais e dos custos, bem como uma implementação antecipada de ações de manutenção e/ou reparação. Tendo em consideração que esta metodologia se foca na atribuição de valores indicadores de desempenho para uma vida útil pré-estabelecida, não apresenta quaisquer restrições relativamente aos constituintes do betão, respetivas dosagens e à aplicação de novos materiais. Inclusivamente, a sua grande vantagem traduz-se na possibilidade de avaliar o desempenho ao longo das diferentes fases de execução da obra. *Ao comparar ambas as abordagens, verifica-se que a prescritiva descreve uma solução aceitável, enquanto a de desempenho descreve a solução necessária* [84]. No entanto, este método de caracterizar o betão através de propriedades de desempenho não é incluído na normalização europeia, já que não se encontra suficientemente corroborado, pelo que subsiste atualmente uma grande incerteza acerca da eficiência desta metodologia em proporcionar uma estimativa mais realista da durabilidade, comparativamente à via tradicional prescritiva, na consecução de períodos de vida útil de 50 ou 100 anos.

## 1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo primordial determinar quais os princípios, requisitos e métodos que permitem prevenir a corrosão das armaduras e simultaneamente ampliar a durabilidade de uma estrutura de betão armado, particularmente na consecução de períodos de vida útil de 50 e 100 anos.

As atividades a empreender para o desenvolvimento deste trabalho são:

- realizar uma abordagem sintética do mecanismo da corrosão eletroquímica, abrangendo os conceitos fundamentais – origem, evolução, tipos e formas de propagação, para uma melhor compreensão do fenómeno da corrosão em estruturas de betão armado;
- analisar o processo de deterioração das estruturas de betão armado por corrosão das armaduras, investigando quais as suas causas, efeitos e fatores condicionantes;
- efetuar uma sistematização dos requisitos e exigências de durabilidade impostos pela normalização europeia relativos à prevenção da corrosão das armaduras nas fases de projeto, execução e inspeção estruturais;
- caracterizar os métodos e técnicas de prevenção da corrosão das armaduras, com o intuito de avaliar as suas vantagens e inconvenientes, perante a necessidade da sua aplicabilidade na obtenção de durabilidade numa estrutura de betão armado;
- estabelecer uma análise comparativa entre a via prescritiva (situação atual – exigências de composição do betão) e a via de atribuir propriedades de desempenho ao betão (situação futura – exigências de desempenho) para as classes de maior agressividade ambiental – XC3, XC4, XS1 e XS3, com a finalidade de determinar qual das metodologias proporciona uma maior fiabilidade estrutural no alcance de períodos de vida útil de projeto de 50 anos;
- averiguar se o incremento de 10 *mm* aos recobrimentos mínimos da classe estrutural S4 (definidos na NP EN 1992-1-1:2010) proposto pela LNEC E464, aliado à preservação dos requisitos prescritivos a nível da composição do betão para um tempo de serviço de 50 anos, proporciona a consecução de um período de vida útil de projeto de 100 anos para as classes de maior agressividade supramencionadas, aquando a aplicação da metodologia baseada no desempenho (LNEC E465).

### 1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em sete capítulos, que se focam no processo de degradação das estruturas de betão armado por corrosão e no conjunto de princípios e práticas que possibilitam a minimização dos seus efeitos. Este trabalho inicia-se com o capítulo introdutório (Capítulo 1), o qual compreende o enquadramento do tema, a sistematização dos objetivos e dos conteúdos inseridos nos restantes capítulos, mediante a apresentação da estrutura desta dissertação.

No segundo capítulo, o qual aborda os fundamentos químicos da corrosão, são desenvolvidos o conceito de corrosão eletroquímica e respetiva diferenciação da corrosão de carácter químico, o mecanismo e os intervenientes das suas reações, o fenómeno de passivação dos metais e os comportamentos que exprimem a sua estabilidade termodinâmica, uma descrição sucinta dos múltiplos tipos e formas de corrosão numa ótica de prevenção, tal como a generalização das suas consequências e prejuízos económicos.

O terceiro capítulo é referente às principais causas e consequências da perda de alcalinidade do betão. Primeiramente são definidas as condições de despassivação das armaduras, bem como os fatores e propriedades do betão que condicionam os períodos de iniciação e propagação da corrosão. Em seguida, é realizada a individualização das ações e dos mecanismos de penetração do  $CO_2$  e dos  $Cl^-$ , na qual se inclui a análise dos parâmetros que influenciam a difusibilidade destes agentes agressivos. Para finalizar, é efetuada a contabilização dos efeitos decorrentes da ação sinérgica de ambos os fenómenos de despassivação.

No quarto capítulo, o qual se foca no projeto de durabilidade de uma estrutura, são definidos os requisitos de utilização, funcionalidade e segurança a adotar nas fases de projeto, execução e inspeção, em conformidade com a normalização. No que diz respeito à fase de projeto, são abordadas a pormenorização das disposições construtivas, as responsabilidades impostas aos vários intervenientes, a classificação das condições de exposição ambiental, a seleção dos materiais, a especificação dos recobrimentos das armaduras e o controlo da fendilhação. Relativamente à fase de execução, são estabelecidas as exigências inerentes às operações de cofragem, posicionamento dos varões, colocação, compactação, cura e proteção do betão. Na fase de inspeção são descritos os requisitos de controlo e garantia de qualidade, que se focam na supervisão das propriedades especificadas para os materiais e processos construtivos.

No quinto capítulo é efetuada uma seleção dos métodos complementares de prevenção da corrosão das armaduras em conformidade com a NP EN 1504-9:2009 e com base na consciencialização das causas de degradação e futuras condições de serviço estruturais. As técnicas de proteção suplementar do betão desenvolvidas neste capítulo compreendem a utilização de inibidores de corrosão, a aplicação de produtos de impregnação e revestimentos de superfície. Os métodos relativos à proteção das armaduras abrangem a proteção catódica por corrente imposta e por ânodos de sacrifício, o revestimento das armaduras com resinas epoxídicas e a galvanização do aço. Por fim, é abordada a utilização de aços inoxidáveis, embora tal técnica não se insira no documento normativo supracitado.

O sexto capítulo é referente ao caso de estudo. Primeiramente é realizado o enquadramento e sistematização dos conteúdos inseridos na LNEC E465. Posteriormente, são apresentados os modelos de cálculo dos períodos de iniciação e propagação da corrosão sob a ação dos cloretos e do  $CO_2$ . Sucessivamente, é apresentada a coletânea de dados, a fundamentação das simplificações adotadas na metodologia de cálculo e a discussão dos resultados obtidos.

No sétimo capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho e sugeridas propostas para desenvolvimentos futuros.



## 2 Fundamentos da corrosão

### 2.1 Corrosão química e corrosão eletroquímica

A corrosão pode ser definida como uma interação físico-química irreversível entre um metal e o meio envolvente, provocando modificações nas propriedades do metal e deterioração do mesmo [1] [2]. Genericamente, a corrosão nos metais pode ocorrer de duas formas.

A primeira é definida como corrosão química (igualmente denominada por oxidação direta), na qual os átomos do metal reagem com o oxigênio [6]. Trata-se de uma reação que ocorre entre um gás-metal ou ião-metal, cuja transferência de eletrões é efetuada diretamente entre as duas espécies químicas envolvidas [3]. A corrosão química está associada à formação de uma película uniforme, aderente e de reduzida espessura de produtos de corrosão [1] [2] [3] [6]. Dependendo do meio e das condições em que se processa, a película pode atuar como uma barreira protetora, retardando a continuidade do processo [5] [6].

A corrosão eletroquímica desencadeia-se perante o contacto de um metal com um eletrólito ou atmosfera húmida, com a ocorrência de reações de oxidação e redução, das quais resulta a formação de óxidos ou hidróxidos [266].

Relativamente aos metais, a deterioração causada pelo fenómeno de natureza eletroquímica têm como consequência modificações desfavoráveis, tais como o desgaste, variações químicas ou alterações estruturais que conduzem frequentemente à sua inutilização ou do sistema técnico do qual são constituintes, a nível de desempenho e durabilidade [4]. A maioria dos materiais em contacto com o meio ambiente (atmosfera) produz um sistema termodinamicamente instável, mesmo na ausência de meios agressivos. Com a única exceção dos metais nobres presentes na natureza sob a sua forma elementar (ouro e platina), todos os outros metais em contacto com o ar reagem e transformam-se em óxidos, hidróxidos ou outras formas semelhantes (sob a forma de compostos) [5].

Durante a sua vida útil, um metal tende a oxidar-se regressando à sua forma primitiva (minério) e quanto maior for a energia necessária para a produção do metal, maior será a tendência para este se corroer. Na Tabela 2.1 apresenta-se a sequência de alguns metais relativamente à energia necessária para a sua produção e consequente tendência para sofrerem corrosão. Em suma, a corrosão metálica é o efeito da espontaneidade da matéria progredir para o seu estado de menor energia [2].

Tabela 2.1 – Posicionamento de alguns metais quanto à energia necessária para a sua produção [2]

<b>Menos energia para a sua produção</b>	Ouro	<b>Menor tendência para sofrer corrosão</b>
	Platina	
	Prata	
	Cobre	
	Chumbo	
	Estanho	
	Níquel	
	Ferro	
	Crómio	
	Zinco	
	<b>Mais energia para a sua produção</b>	
	Magnésio	

## 2.2 Reações eletroquímicas

Uma reação eletroquímica é um processo químico que envolve uma interface sólido-solução e pode ser definida como uma reação, na qual ocorre a transferência de cargas entre um condutor eletrônico (elétrodo – fluxo de eletrões) e um condutor iónico (eletrólito – fluxo de iões) [3] [6].

Os processos de corrosão eletroquímica envolvem reações de oxidação e redução [1] [7]. As reações que ocorrem na região anódica são reações de oxidação [1] [7]. Na região catódica ocorrem reações de redução, as quais se processam com iões do meio corrosivo ou com iões metálicos da solução [1] [7].

A Reação 2.1 traduz a oxidação de um metal [7]:



Quando existe perda de eletrões, ocorre um incremento do número de oxidação de uma dada espécie química, pelo que a reação é de oxidação. Em contrapartida, quando existe captação de eletrões, dá-se um decréscimo do número de oxidação e a reação é classificada como de redução [1] [2].

O ânodo é o elétrodo onde ocorre uma reação de oxidação, designada por reação anódica. O elétrodo, onde ocorre uma reação de redução, designa-se por cátodo, pelo que esta reação pode ser denominada por reação catódica [1] [2] [4].

Num processo eletroquímico ocorrem ambas as reações anódica e catódica, por forma a manter-se um balanço de cargas, isto é, a quantidade de carga envolvida no processo de oxidação tem que ser equivalente à do processo de redução [4].

Deste modo, um sistema de corrosão eletroquímico pode ser dividido em quatro passos: a reação anódica, gerando iões que se deslocam para o meio corrosivo e eletrões que se juntam no metal, a deslocação de eletrões do ânodo para o cátodo, o transporte de iões através de um condutor iónico e a reação catódica, originando gases ou depósitos metálicos [2].

As características necessárias à ocorrência da corrosão são a presença de água no estado líquido, a acessibilidade do oxigénio e a formação de uma célula de corrosão com a circulação de eletrões na superfície metálica (resultante das diferenças de potenciais eletroquímicos dos metais em questão) [4] [5].

## 2.3 Potencial de redução, passivação e estabilidade termodinâmica

A espontaneidade ou tendência de uma espécie química para captar eletrões, reduzindo-se, é designada por potencial de redução.

Cada espécie química tem o seu potencial de redução e é partir deste critério que se define, na análise de um par bimetálico, qual o metal de maior tendência a oxidar-se, isto é, o que vai sofrer corrosão [2] [4]. Quanto maior for o potencial de redução de um dado elétrodo metálico, maior será a sua espontaneidade para se reduzir, o que é equivalente a que menor seja a sua tendência para se oxidar [2].

No entanto, as condições em que é medido um potencial padrão raramente se verificam em sistemas reais (gradientes de temperatura, presença de impurezas ou camadas de óxidos nas superfícies metálicas e atividades iônicas não unitárias) [2]. Deste modo, no âmbito da corrosão, opta-se vulgarmente pela utilização de tabelas de potenciais dos metais em meios particulares (potenciais galvânicos) designadas por séries galvânicas, nas quais se poderá dar a inversão das posições relativas dos metais na série em termos de nobreza, quando comparadas com os potenciais eletroquímicos padrão (Tabela 2.2) [2].

Tabela 2.2 – Série eletroquímica (padrão) e série galvânica em meio de NaCl a 3% (adaptado de [2])

Potenciais eletroquímicos padrão		Potenciais galvânicos (em solução de NaCl 3%)	
$Pt/Pt^{2+}$	+1,20 V	Pt	+0,47 V
$Ag/Ag^+$	+0,799 V	Ti	+0,37 V
$Cu/Cu^{2+}$	+0,337 V	Cr	+0,23 V
$Pb/Pb^{2+}$	- 0,126 V	Ag	+0,20 V
$Sn/Sn^{2+}$	- 0,136 V	Cu	+0,05 V
$Ni/Ni^{2+}$	- 0,250 V	Ni	- 0,02 V
$Cd/Cd^{2+}$	- 0,403 V	Sn	- 0,25 V
$Fe/Fe^{2+}$	- 0,440 V	Pb	- 0,26 V
$Cr/Cr^{3+}$	- 0,740 V	Fe	- 0,50 V
$Zn/Zn^{2+}$	- 1,763 V	Cd	- 0,52 V
$Ti/Ti^{2+}$	- 1,63 V	Al	- 0,63 V
$Al/Al^{3+}$	- 1,66 V	Zn	- 0,83 V
$Mg/Mg^{2+}$	- 2,37 V	Mg	- 1,45 V

A carência de eletrões libertados no metal para se processar a reação de redução produz uma deslocação do potencial para valores positivos, a qual se designa de polarização anódica. À medida que se intensifica a falta de eletrões, a polarização aumenta, tal como a tendência para a dissolução anódica – força motriz, ou seja, dá-se um aumento do poder de oxidação da solução – corrosão [8].

Este raciocínio é exibido na Figura 2.1, na qual é possível observar a presença de um potencial de corrosão livre  $E_{corr}$  (o qual depende da facilidade com que os eletrões são transferidos entre as reações eletroquímicas) e o aumento do potencial de  $E_{corr}$  para  $E$  devido à polarização anódica  $e_a$ , a qual promove um aumento da taxa de corrosão [8].

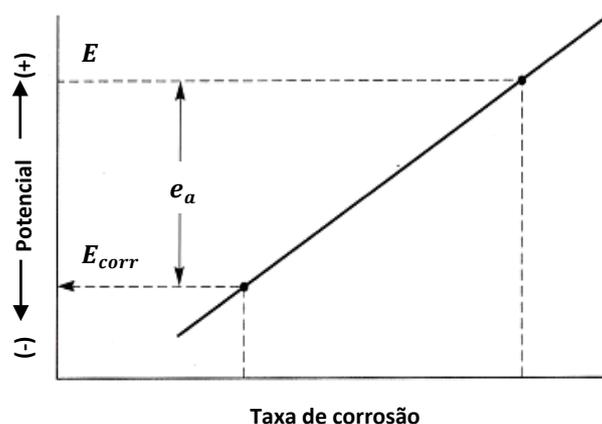


Figura 2.1 – Esquemática do aumento da taxa de corrosão em função do aumento do potencial e da polarização anódica (adaptado de [8])

Numa célula constituída por 2 metais, o de menor potencial funciona como ânodo e o de maior potencial como cátodo, podendo a reação envolver um dos metais ou apenas espécies da solução, em função do seu potencial eletroquímico [2].

Em determinadas condições, alguns metais exibem à sua superfície uma camada não reativa (de óxidos ou hidróxidos metálicos) ao meio em que se inserem [5]. Este fenómeno é designado por passivação, na qual a referida camada atua como uma barreira física entre o meio e o metal, embora não suprima totalmente a corrosão, diminuindo apenas temporariamente a sua velocidade de reação (taxa de corrosão) [2]. No estado passivado, a taxa de corrosão pode ser reduzida de valores entre  $10^3$  a  $10^6$  comparativamente ao seu estado ativo [8].

Para além de ser uma característica espontânea de determinados materiais, a passivação pode ser obtida pelo incremento do potencial de um metal através da aplicação de corrente elétrica. O potencial de passivação  $E_p$  é dependente do meio/metal em questão e representa um potencial limite acima do qual o metal se encontra passivo, ou sofre corrosão na situação inversa, como é suscetível de se observar na Figura 2.2 [2].

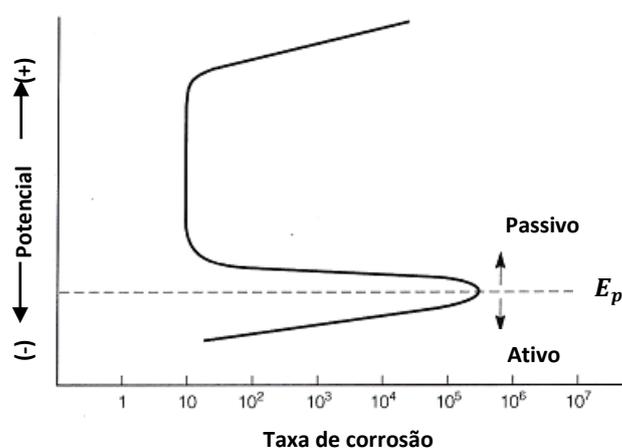


Figura 2.2 – Potencial limite de passivação: estado ativo e estado passivo (adaptado de [8])

Este é um dos três estados que caracterizam o comportamento de um material num determinado meio. Os estados remanescentes são a imunidade e a corrosão (estado ativo). Um metal persiste imune quando se encontra termodinamicamente estável, o que significa que o seu potencial é inferior ao potencial de equilíbrio da reação de oxidação (não suscetível à corrosão). Quando o metal se encontra acima do referido potencial tem tendência a corroer-se, já que se encontra em condições correspondentes à sua estabilidade iónica [2].

Os diagramas de *Pourbaix* representam num diagrama potencial-pH os vários equilíbrios químicos que estão envolvidos na corrosão de um metal, indicando respetivamente as suas zonas de **imunidade**, **passividade** e **corrosão**. Estes diagramas constituem um meio de grande utilidade, já que possibilitam a previsão do comportamento de um metal quando sujeito a um determinado pH e potencial aplicado, auxiliando na proteção contra a corrosão dos metais em meio aquoso, como é o caso da técnica de proteção catódica por corrente imposta [3] [4] [9].

Com efeito, na Figura 2.3 é possível denotar que o ferro corrói em níveis de pH ácidos ou fortemente alcalinos. Num pH compreendido entre 9,5 e 12,5, o ferro tende a formar óxidos de ferro insolúveis ( $Fe_2O_3$  ou  $Fe_3O_4$ ), os quais possibilitam a criação da película de passivação, responsável pelo isolamento do meio e pela resistência à corrosão. Tendo em consideração a elevação do potencial do ferro associada à presença de oxigénio, para um nível de pH inferior a 8, este aumento é insuficiente para provocar a passivação do ferro. Por outro lado, para um nível de pH superior a 8, o oxigénio provoca a passivação do ferro com a formação de uma película de óxidos [3] [4].

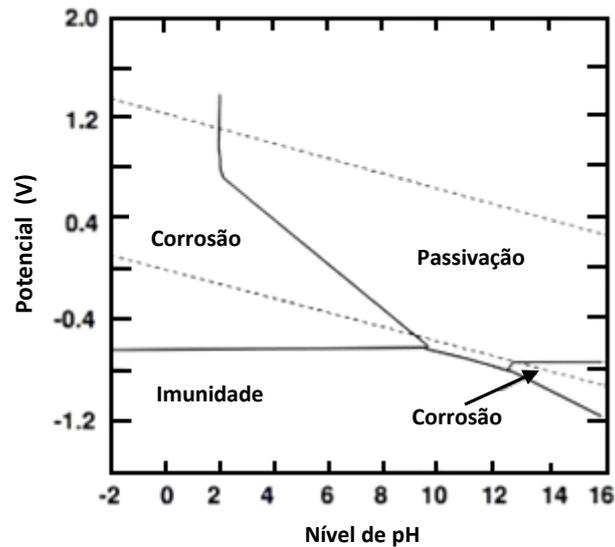


Figura 2.3 – Diagrama de *Pourbaix* simplificado para o ferro em meio aquoso (adaptado de [240])

## 2.4 Tipos e formas de corrosão

A corrosão eletroquímica apresenta mecanismos idênticos, com a formação de regiões anódicas e catódicas, entre as quais ocorre a circulação de elétrons e no meio a circulação de iões, embora o desgaste dos metais e os tipos de ataque se processem de formas distintas [266].

### 2.4.1 Corrosão uniforme

A corrosão uniforme – Figura 2.4 (a) consiste no ataque de toda a superfície metálica em contacto com o meio corrosivo, com a conseqüente diminuição homogênea da sua espessura – Figura 2.4 (b) [4] [5]. Num dado elemento de área, a perda de massa é maioritariamente constante com diminuição da secção transversal, face a algumas heterogeneidades, tendo como outras conseqüências a perda de brilho e o aparecimento de rugosidade [10]. No entanto, o desgaste é de fácil deteção e controlo, através de uma camada visível e pouco aderente de óxido de ferro formada em toda a extensão do perfil, pelo que a própria deterioração possibilita a sua reparação antes que ocorram quaisquer danos estruturais [2] [11].

Tendo em consideração que num equipamento ou instalação os referidos efeitos podem ser estimados quantificando a perda de espessura ou de massa, este tipo de corrosão é preferível sob o ponto de vista técnico a nível de projeto, já que o dimensionamento estrutural pode ser efetuado por excesso, para que durante o seu tempo de serviço sejam preservadas as suas funções a nível de resistência mecânica e dimensional [8].



(a)



(b)

Figura 2.4 – Exemplo de corrosão uniforme: soldaduras de aço-carbono (a) [242]; tubo enterrado (b) [241]

## 2.4.2 Corrosão por picadas

A corrosão por picadas – Figura 2.5 (a) designa a formação de perfurações de pequeno diâmetro (picadas ou *pits*) que se iniciam na superfície dos metais, podendo alcançar profundidades consideráveis (ou a totalidade), com reduzida ou quase nula perda de espessura estrutural, sendo de difícil detecção e monitorização visual [2] [9] [10].

Também denominada corrosão por *pits* ou punctiforme, é um fenómeno que ocorre em materiais metálicos passivados, o qual se principia com a rutura localizada da camada passiva na presença de halogenetos ( $Cl^-$ ,  $Br^-$ ,  $I^-$  e  $F^-$ ). Com efeito, as espécies aniónicas agressivas, com especial destaque para os  $Cl^-$  (aniões de reduzidas dimensões e de elevada difusibilidade), potenciam o início deste processo, conduzindo rapidamente à dissolução metálica ( Reação 2.1), através da qual se gera um excesso de catiões metálicos ( $M^+$ ) e consequentemente a migração ou atração de aniões agressivos para o interior da picada, por forma a preservar a neutralidade.

Associado ao excesso de cargas positivas provenientes da dissolução do metal, inicia-se a hidrólise dos catiões metálicos – Reação 2.2, originando uma elevada concentração de  $H^+$ , que aliada à ausência da reação catódica, provoca a diminuição do pH no interior do *pit* (acidificação da picada), impossibilitando deste modo, a repassivação do metal. Este mecanismo promove a constante dissolução do metal e simultaneamente a propagação da picada, pelo que é definido como um processo de natureza autocatalítica, já que uma vez iniciado, são criadas as condições no interior do *pit* que estimulam a sua continuidade [46] [49] [247] [252].

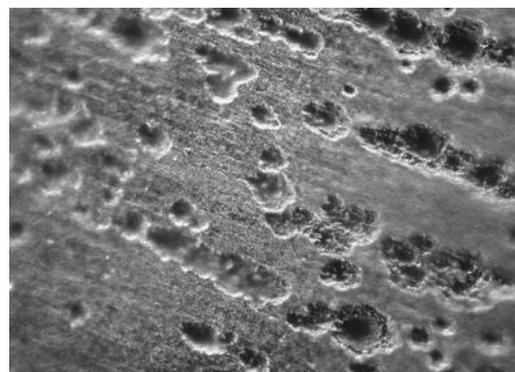


É uma forma de corrosão extremamente localizada, não provocando quaisquer danos no material circundante, que ocorre maioritariamente nos aços inoxidáveis – Figura 2.5 (b), o que a configura como um dos tipos de corrosão mais indesejáveis [2]. Após a rutura localizada do filme passivo, iniciação ocasionada pela presença de sujidade ou inclusões de material nocivo no metal, o fator orientador do processo é a localização da ação dos oxidantes sobre a área da picada, convertida numa área anódica de dimensões ínfimas, cujo cátodo é a região exterior do metal (elevada acessibilidade de  $O_2$ ), constituindo deste modo, uma relação desproporcional de áreas, a qual intensifica o ataque localizado [14].

Com o intuito de prevenir este ataque, na fase de elaboração de um projeto deverá ser selecionado um material que não sofra corrosão por picadas. Além dos referidos fatores, é necessário ter em consideração as características do meio corrosivo (pH, temperatura e concentração de iões agressivos), bem como as heterogeneidades propícias à quebra do filme passivo (evitar a acumulação de substâncias e proceder à remoção de todos os depósitos através de uma ação de manutenção ou a aplicação de um revestimento) [2]. Com efeito, para prevenir a corrosão por *pitting*, as medidas mais eficazes são a utilização de ligas mais resistentes de aços inoxidáveis ou através da proteção catódica (por corrente imposta ou por ânodos de sacrifício).



(a)



(b)

Figura 2.5 – Exemplificação de corrosão por picadas: *pitting* (a) [16]; num aço inoxidável (b) [250]

### 2.4.3 Corrosão galvânica

A corrosão galvânica é um processo corrosivo resultante do contacto elétrico entre metais diferentes. Na presença de um eletrólito é um processo eletroquímico, no qual um metal sofre corrosão preferencialmente em relação a outro (Figura 2.6). Devido ao facto de os metais possuírem potenciais de redução padrão distintos, quando estes entram em contacto gera-se uma corrente elétrica (transferência de eletrões), configurando-se um par galvânico [4] [8].

O eletrólito fornece o meio para a migração iónica, através do qual os iões metálicos migram entre o ânodo e o cátodo: o metal de potencial mais reduzido funcionará como ânodo, corroendo-se, enquanto o metal de maior potencial, cátodo, cuja corrosão é retardada, fica protegido, criando-se desta forma uma célula galvânica, onde as reações de oxidação e redução ocorrem espontaneamente [4] [8] [11].



Figura 2.6 – Exemplo de corrosão galvânica: deterioração preferencial de um metal em relação a outro [243]

Os metais e as suas ligas podem ser dispostos numa série galvânica específica, que representa o potencial que desenvolvem num eletrólito particular (contra um eletrodo de referência), permitindo desta forma prever o comportamento de qualquer par bimetálico, incluindo certas propriedades, como por exemplo fenómenos de passivação [2] [3]. Qualquer metal possui um potencial de corrosão livre  $E_{corr}$  distinto, pelo que a variedade dos metais mais utilizados são exibidos na Tabela A.1, numa lista ordenada sequencialmente em função deste parâmetro [8].

A posição relativa de dois metais na série eletroquímica constitui uma boa indicação de qual o metal mais provável de ser corroído e este processo é tão mais intenso quanto maior for a distância entre os materiais na tabela de potenciais eletroquímicos, já que maior será o fluxo de eletrões entre ambos e conseqüentemente maior será a velocidade de corrosão [2]. A distância à zona de contacto entre dois metais influencia igualmente a corrosão galvânica, pelo que a sua intensidade diminui à medida que aumenta a respetiva distância entre ambos. Outro fator condicionante é a razão de áreas entre o ânodo e o cátodo. Tendo em consideração que quanto maior for a densidade de corrente numa região anódica maior será a velocidade de corrosão, é desfavorável que a área do ânodo seja inferior à do cátodo [2] [4] [8].

Para além da possibilidade de utilização de inibidores de corrosão, a corrosão galvânica pode ser prevenida através do isolamento elétrico que evite o contacto entre metais ou da utilização de metais com valores próximos na série galvânica [4] [10] [13]. Em contrapartida, a corrosão galvânica constitui a base do método de proteção catódica por ânodos de sacrifício, pelo que ao serem utilizados metais mais ativos como o zinco e o magnésio, a estrutura irá comportar-se como um agente oxidante (cátodo), aceitando eletrões em vez de os ceder a outros metais [2].

#### 2.4.4 Corrosão intersticial

Também designada por corrosão em fendas (Figura 2.7), esta forma de corrosão localizada ocorre em zonas nas quais duas superfícies estão em contacto ou muito próximas (0,025 a 1 mm), suficientemente espaçadas para permitir a penetração de pequenos volumes de solução estagnada, sob depósitos (sedimentação, sujidade, etc.) e em juntas de material absorvente ou poroso, embora de largura insuficiente para se concretizar a renovação de oxigénio [5] [13].

Este tipo de corrosão inicia-se numa pequena área no interior do material (fenda), deficiente em oxigénio (ânodo), enquanto a restante superfície continua a ser oxigenada (cátodo), sendo todo o processo agravável devido ao facto de a área anódica ser inferior à área catódica [2] [11].

De forma idêntica à corrosão por picadas, a corrosão intersticial é vulgar em diversos metais e ligas, com a dissemelhança que a picada é já existente, por isso, de mais fácil e rápida iniciação, já que num dado eletrólito, a ativação do potencial num interstício é inferior comparativamente a uma zona descoberta. Ambas envolvem a destruição do estado passivo, embora a corrosão intersticial se desenvolva numa notável diversidade de meios (sulfatos, nitratos) e não exclusivamente na presença de iões agressivos (cloretos), apesar destes representarem de facto, a aceleração do fenómeno, estando presentes na maior parte dos casos [2] [11] [13].

Um dos princípios básicos para prevenir este tipo de corrosão é impedir a formação de interstícios nas juntas dos materiais [2] [8]. Com efeito, deverão ser usadas uniões soldadas em detrimento de aparafusadas ou rebitadas, as ranhuras existentes nas interfaces expostas deverão ser colmatadas (calafetagem), utilizando sempre que possível a sobreposição do material [2] [13]. Apesar de uma correta seleção de materiais ser essencial, os equipamentos deverão ser dimensionados por forma a não criar zonas propícias à acumulação de líquidos (regiões estagnantes), portantes de revestimentos adequados. A inspeção periódica é um facto a ter em conta, já que permite remover os depósitos que possam criar interstícios [2] [8] [13].



(a)



(b)

Figura 2.7 – Exemplo de corrosão intersticial: num aço inoxidável (a) [45]; deterioração em superfícies de contacto muito próximas (b) [242]

#### 2.4.5 Corrosão filiforme

A corrosão filiforme desenvolve-se sob as camadas dos revestimentos, particularmente nas bordas da superfície metálica, progredindo por filamentos que se refletem segundo o mesmo ângulo de incidência quando se deparam com obstáculos. Apesar do mecanismo principal deste tipo de corrosão não ser totalmente compreendido, são-lhe atribuídas semelhanças à forma de atuação da corrosão intersticial, no que diz respeito à subsistência de defeitos nos revestimentos quando submetidos a arejamento diferencial [2] [15] [266].

Esta forma de corrosão não modifica significativamente as propriedades físicas do metal, pelo que não coloca em risco a estabilidade e segurança de uma determinada estrutura [2] [5]. Geralmente, este processo corrosivo é dirigido a metais como o alumínio, zinco e magnésio e tem incidência nas áreas adjacentes aos furos e nos elementos de ligação [15] [16].

As superfícies metálicas portantes de revestimentos semipermeáveis, filmes poliméricos ou tintas podem ser submetidas a este tipo de corrosão, através da formação de finos filamentos não profundos (entre 0,1 a 0,5 mm) a um nível inferior ao dos revestimentos, constituídos por uma extremidade inativa e uma extremidade ativa [4] [5] [15].

Ao entrar em contacto com um segundo filamento, a extremidade ativa desvia-se, o que significa que a propagação dos filamentos ocorre em diferentes direcções, sem entrecruzamentos (Figura 2.8) [4] [15].

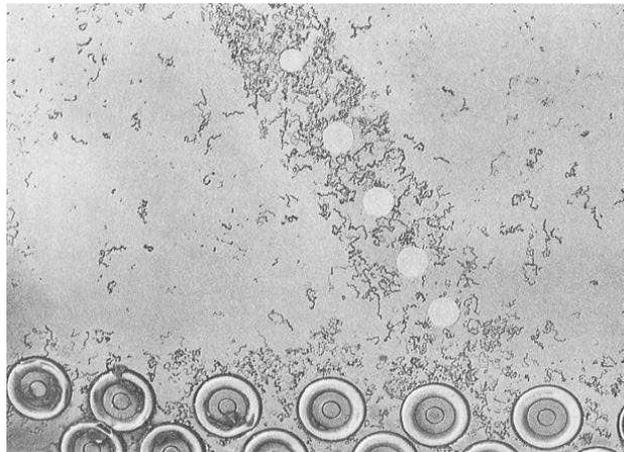


Figura 2.8 – Exemplo de corrosão filiforme: nível inferior de um revestimento por pintura [251]

De um modo geral, as condições propícias ao desencadeamento da corrosão filiforme são uma elevada humidade relativa (*HR* entre 65 a 95%), permeabilidade, presença de impurezas e defeitos nos revestimentos (danos a nível mecânico; áreas localizadas de cobertura insuficiente; sujidade e poeiras; bolhas de ar) [4] [15].

#### 2.4.6 Corrosão seletiva

A corrosão seletiva abrange um conjunto de processos corrosivos que se manifestam devido à diferença de nobreza entre dois elementos integrantes de uma liga metálica. Mais especificamente, consiste na dissolução preferencial de um elemento constituinte de uma liga em detrimento de outro, com conseqüente deterioração de um dos seus componentes, permanecendo intactos os restantes [2] [4] [17].

De um modo geral, na presença deste tipo de corrosão não subsistem evidências de modificações dimensionais, enquanto as propriedades mecânicas são alteradas. Na área afetada sucede uma mudança de coloração acompanhada de uma perda de funcionalidade estética e a respetiva liga torna-se mais leve e porosa, com sinais de fragilidade [2] [17].

Relativamente ao modo de atuação, a corrosão seletiva pode suceder de forma localizada ou generalizada, podendo os dois casos ocorrerem simultaneamente [17]. Trata-se de um processo que ocorre em diversos sistemas de ligas, ao qual são atribuídas designações específicas. Os dois casos mais comuns são a corrosão gráfitica e a dezincificação.

A corrosão gráfitica ocorre no ferro fundido cinzento a temperaturas ambientes, inicialmente devido a uma heterogeneidade qualquer, na qual o ferro é oxidado e corrói, restando a grafite que permanece inalterável – Figura 2.9 (a) [4]. A corrosão por dezincificação (conhecida por corrosão do latão) envolve as ligas de cobre e zinco e é dos tipos de corrosão mais comuns no âmbito da engenharia, devido à aplicabilidade do seu material. Sendo o zinco de uma nobreza inferior à do cobre, tal como a sua composição percentual integrante no latão, o zinco é corroído preferencialmente – Figura 2.9 (b) [2].



(a)



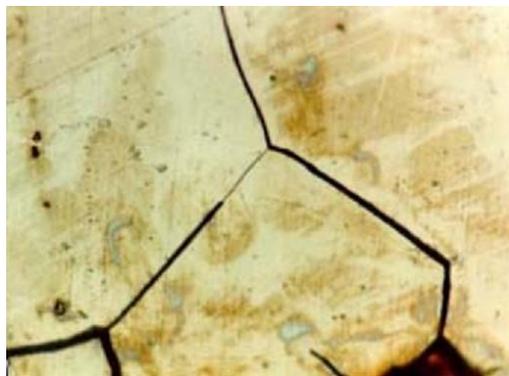
(b)

Figura 2.9 – Exemplo de corrosão gráfitica: a grafite permanece inalterável, facto que pode ser identificado pela área corroída com uma tonalidade escura (a) [4]; Exemplo de dezincificação: válvula de latão, na qual é visível o contraste entre a coloração avermelhada (típica do cobre) e o amarelo do latão (b) [242];

A prevenção dos variados casos de corrosão seletiva pode ser praticada através de uma seleção cuidada dos materiais em função dos respetivos potenciais eletroquímicos e mediante a minimização da agressividade do meio envolvente [2].

#### 2.4.7 Corrosão intergranular

A corrosão intergranular (Figura 2.10) manifesta-se através de um ataque profundo localizado, devido à difusão de espécies químicas até aos limites da superfície de contacto dos grãos da estrutura cristalina de um material metálico, originando no metal base uma perda de coesão e das suas propriedades mecânicas, podendo este fraturar quando solicitado a esforços mecânicos inferiores aos espectáveis [2] [4] [9]. Em situações de maior perigo, a delaminação do limite do grão, resultante da pressão originada pelos produtos de corrosão, é suscetível de potenciar o levantamento da camada, conduzindo à esfoliação da superfície do metal [16].



(a)



(b)

Figura 2.10 – Exemplo de corrosão intergranular: aço inoxidável (a) [16]; microscopia eletrónica [242] (b)

Geralmente, o desenvolvimento deste tipo de corrosão progride pelo interior da liga, não requerendo a presença de um meio corrosivo, o que representa um grande risco, já que não exibe sinais visíveis à superfície [16]. Nesta forma de corrosão localizada, o ataque nas vizinhanças dos contornos do grão é devido à formação de microcélulas de corrosão resultantes de uma não uniformidade na estrutura da liga, por sua vez originada pelas transformações que ocorrem durante o aquecimento e arrefecimento de uma liga [2] [16].

As microcélulas formam-se entre a zona fina adjacente aos contornos do grão e o interior dos grãos e são provocadas pela presença de precipitados de segunda fase (devido à difusão de espécies químicas), impurezas e o enriquecimento ou empobrecimento de um ou mais elementos da liga nessas mesmas áreas [11] [13] [17]. Desta forma, o principal fator responsável pela maior reatividade do contorno do grão em relação à sua respetiva matriz (material constituinte do grão) é a diferença que apresenta na sua composição química, que produz uma corrente de corrosão resultante da diferença de potencial gerada pelas características dos diferentes grãos [17].

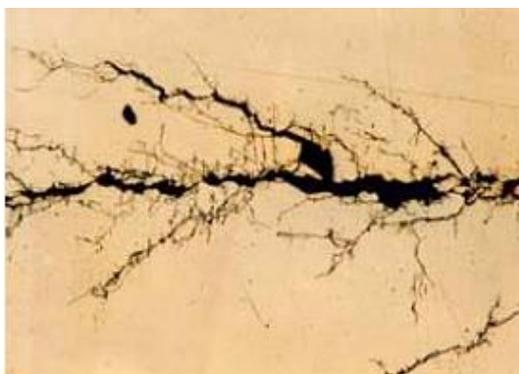
Segundo *João Fernandes*, a prevenção deste tipo de corrosão pode ser efetuada através do tratamento a quente de uma peça após a soldadura, superior às suas temperaturas de sensibilização, com posterior arrefecimento rápido, não proporcionando tempo para a formação de produtos indesejáveis [2]. Outro fator relevante incide sobre os metais puros que são não suscetíveis à corrosão intergranular, ficando esta limitada às ligas metálicas com impurezas [17].

#### 2.4.8 Corrosão sob ações mecânicas

##### 2.4.8.1 Corrosão sob tensão

A corrosão sob tensão é um processo de deterioração dos materiais resultante da ação simultânea de um meio agressivo e de tensões de tração (residuais ou aplicadas) sobre um metal [2] [4] [13]. A diversidade de constituição das ligas afetadas e das propriedades dos meios envolventes é tão vasta, que não é possível encontrar um mecanismo global explicativo deste fenómeno, o que a torna num processo extremamente dependente das particularidades do conjunto material/meio/tensão [2] [16].

Este tipo de corrosão é caracterizado pela aparência de danos no metal, através da formação de fissuras que se propagam de forma lenta perpendicularmente à direção trativa, até atingirem um tamanho crítico, dando-se a rutura do material (Figura 2.11). A fratura decorrente permite a distinção de duas secções: uma mais escurecida e fragilizada resultante das fissuras e uma outra mais brilhante que não suportou a carga. O tempo necessário para a sua ocorrência varia em função do meio corrosivo, da temperatura, da composição metalúrgica e da concentração de tensões [17].



(a)



(b)

Figura 2.11 – Exemplo de corrosão sob tensão: aço inoxidável (a) [241]; aço inoxidável AISI 304 (b) [241]

Ao contrário do que é comum nos outros tipos de corrosão, a perda de espessura do material é desprezável, pelo que a sua maior parte permanece com bom aspeto sem ser afetado, até à rutura [16]. Este facto sustenta-se na ocorrência maioritária deste processo corrosivo em materiais passivos, cuja velocidade de corrosão uniforme é baixa [2].

Por forma a minimizar a corrosão sob tensão, algumas providências poderão ser tomadas, tais como a redução das tensões para valores inferiores ao limite crítico de ocorrência, a remoção dos elementos ambientais agressivos, eliminando áreas de estagnação onde se possam concentrar, a modificação do pH, a proteção do metal com inibidores químicos, a proteção catódica e a aplicação de revestimentos que impeçam o contacto entre o metal e o meio [2] [4]. A corrosão sob tensão poderá ainda ser prevenida mediante a substituição do metal por uma liga menos suscetível, como é o caso dos aços austeníticos, embora sejam vulneráveis ao *pitting*. Desde modo, a utilização de um aço *duplex* (austenítico-ferrítico) poderá solucionar a questão, já que é bastante mais resistente ao ataque localizado [8].

#### 2.4.8.2 Corrosão sob fadiga

A forma de atuação da corrosão sob fadiga (Figura 2.12) é atualmente ainda desconhecida, pelo que esta é geralmente comparada à corrosão sob tensão, que por sua vez também não apresenta uma única teoria explicativa do seu mecanismo. Os seus fatores condicionantes são comuns entre os dois processos: pH, temperatura, teor de oxigénio, microestrutura, composição metalúrgica e diferença de potencial em relação à solução [2] [13] [20]. A fadiga de um material consiste na velocidade de progressão de uma fissura até à rutura, quando submetido a esforços cíclicos [16] [20]. Na presença de uma heterogeneidade superficial, a deformação plástica na base da fissura desenvolve-se com o aumento de tensões nesse ponto, permitindo a sua progressão até uma dimensão crítica, causando a falha por fadiga [20].

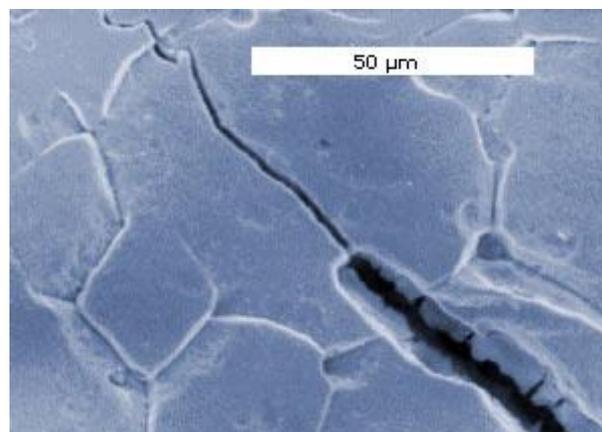


Figura 2.12 – Exemplo de corrosão sob fadiga: presença de uma fratura transgranular, idêntica à corrosão sob tensão, mas sem ramificações, na qual se destaca a presença de uma fratura primária, que se propagou devido a um processo corrosivo secundário [242]

A corrosão sob fadiga diferencia-se da fadiga mecânica pela interveniência de um meio agressivo, pressupondo uma interação sinérgica entre ambos [2] [13] [20]. Através de um processo corrosivo, poderá surgir uma fissura à superfície que determina o início do processo de fadiga, onde a associação dos dois efeitos provoca a rutura do material para um número de ciclos muito inferior ao que se registaria caso os fenómenos ocorressem separadamente [16]. Desta forma, a base da fissura que entra em deformação plástica passa a funcionar como uma região anódica em relação às restantes secções, que na presença de um meio que possibilite o transporte iónico, promove o mecanismo corrosivo acelerando a progressão da fissura [16].

Neste processo corrosivo verifica-se uma enorme dependência do meio. Quanto mais agressivo em função das variáveis que o constituem, menor será o tempo necessário para a iniciação e subsequente velocidade de propagação da fissura e conseqüentemente maior será a redução da resistência à fadiga [2]. Ao contrário do que se sucede na fadiga em que a frequência da tensão é irrelevante e a rutura dá-se em função de determinado número e intensidade de esforços cíclicos, na corrosão sob fadiga, quanto menor for a oscilação mecânica, maior será a influência do processo corrosivo, identificando-se o seu efeito com maior facilidade [20].

Com o intuito de prevenir a corrosão por fadiga deverá ter-se em consideração dois fatores essenciais: a redução da agressividade do meio e a diminuição das tensões cíclicas aplicadas [2].

A modificação do meio pode ser conseguida através do uso de inibidores de corrosão, óleos emulsionáveis e revestimentos protetores [2] [20]. Relativamente aos esforços cíclicos, deverá subsistir uma tentativa de modificar a estrutura das peças por forma a evitar zonas de acumulação de tensões, utilizar-se tratamentos térmicos para reduzir as tensões residuais e introduzir-se tensões compressivas na superfície que impeçam a nucleação da fissura (a qual acontece por tensões trativas), através de *shot-peening* ou nitratação superficial [2] [8] [17] [20]. Outras medidas que poderão ser adotadas envolvem a seleção de materiais menos sensíveis à corrosão e fadiga (apesar de nenhuma liga ser imune à corrosão sob fadiga) e a complementação com a prevenção catódica, na qual se deve tomar especial atenção aos materiais suscetíveis à fragilização por hidrogénio, que se tornam mais propícios à fadiga [8] [17] [20].

#### 2.4.9 Corrosão microbiológica

Os organismos vivos subsistem numa grande variedade de meios e podem ser classificados em microrganismos e macroorganismos. A corrosão biológica (Figura 2.13) está relacionada com a sua presença e consiste na deterioração de um metal que resulta direta ou indiretamente da sua atividade metabólica, não sendo caracterizada como um tipo diferenciado de corrosão, mas como a origem das condições necessárias para a sua ocorrência [2]. Geralmente, os organismos contribuem para a formação de depósitos e são as suas reações químicas metabólicas, das quais resultam produtos do metabolismo microbiano, que interferem nos processos corrosivos: têm uma influência direta na velocidade das reações anódica e catódica, modificam a resistência dos filmes superficiais sob os metais e possibilitam o aparecimento de pilhas de arejamento diferencial (disponibilidade de oxigénio) [4].

Como medidas gerais e de ação preventiva no combate contra a corrosão biológica poderá ser realizada uma limpeza periódica (utilização de biocidas), com a supressão das áreas de estagnação e heterogeneidades, para evitar a acumulação de microrganismos. A aplicação de revestimentos e de inibidores de corrosão constituem equitativamente medidas eficazes, bem como o recurso a tintas anti-vegetativas portantes de substâncias tóxicas que impeçam a acumulação de seres vivos ou agentes desinfetantes como o cloro e seus compostos [2] [4].



Figura 2.13 – Exemplo de corrosão microbiológica: deterioração de um oleoduto [244]

#### 2.4.10 Ilustração esquemática dos vários tipos e formas de corrosão

Na Figura 2.14 são ilustradas de forma sintética as várias formas de corrosão, embora a fragilização por hidrogénio não seja considerada um tipo de corrosão.

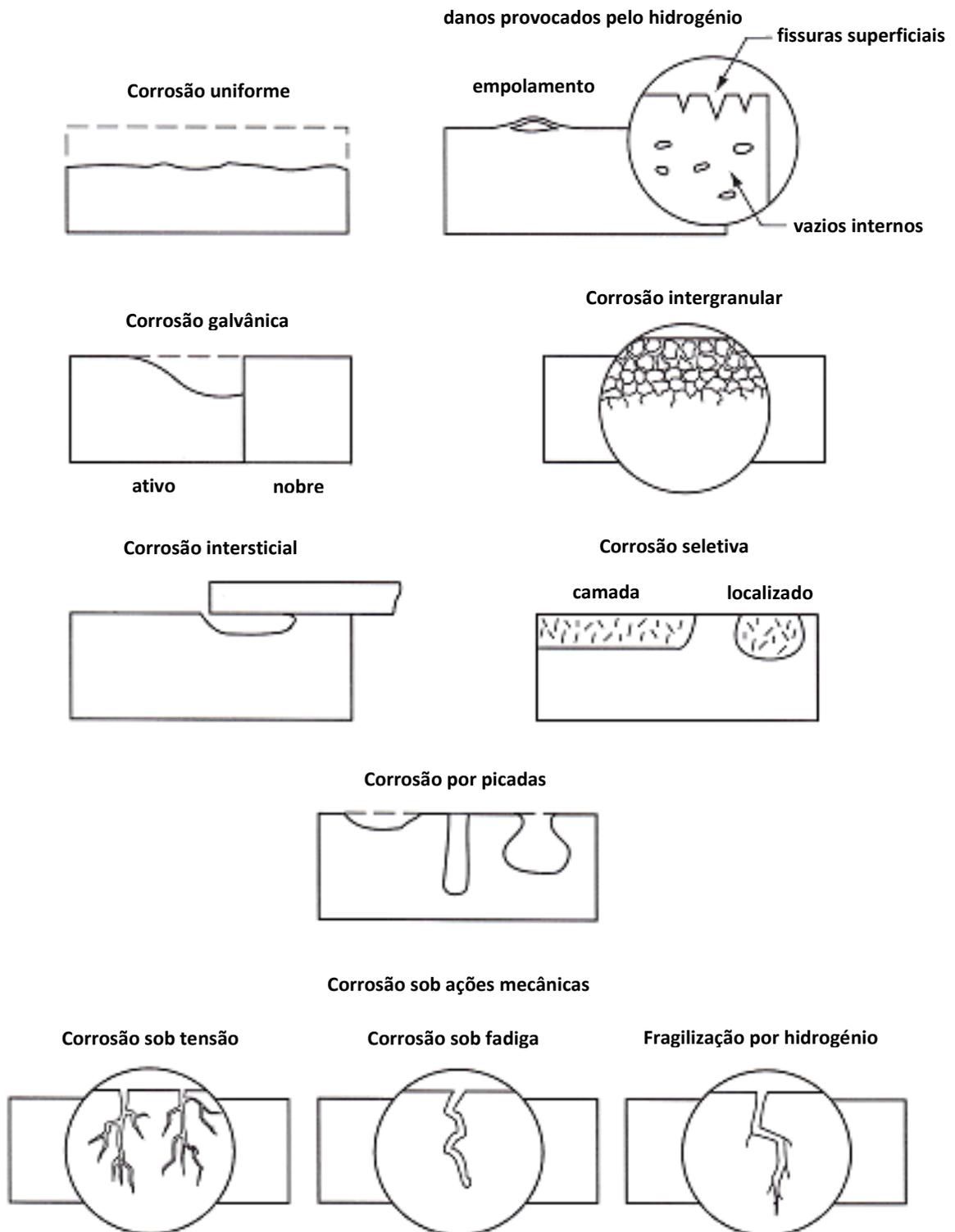
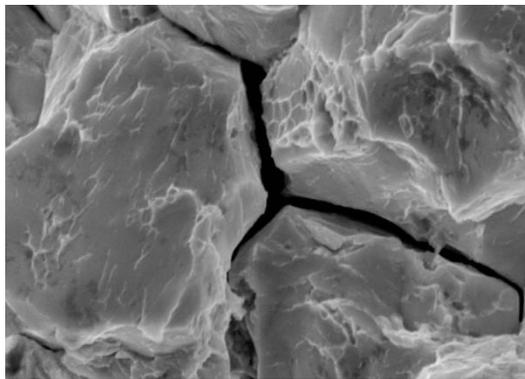


Figura 2.14 – Representação esquemática de várias formas de corrosão, excetuando a fragilização por hidrogénio, que não é considerada um tipo de corrosão (adaptado de [8])

## 2.5 Fragilização por hidrogénio

A fragilização por hidrogénio – Figura 2.15 (a) pode ser definida como um mecanismo que provoca a diminuição das propriedades mecânicas de um metal, tenacidade ou ductilidade, resultante da sua ação e absorção na estrutura cristalina, com possível desenvolvimento de fissuras e inclusive a rutura [1] [9]. Trata-se de um fenómeno bastante vulgar nos aços pré-esforçados, em que as condições necessárias para a sua ocorrência envolvem a presença de um material sensível, uma tensão de tração e um meio ambiente rico em hidrogénio atómico à superfície do aço [21]. A utilização do termo *fragilização* deriva do facto de a rutura ser proveniente de uma tensão inferior à tensão de cedência de um metal livre de hidrogénio [3].

De dimensões reduzidas, o hidrogénio atómico ( $H$ ) é um interveniente da reação de redução na qual se forma o hidrogénio molecular gasoso ( $H_2$ ) que, ao difundir-se através dos defeitos do material metálico, inclusões, entalhes e vazios (regiões descontínuas), origina pressões internas suficientes para o aparecimento de bolhas de ar – Figura 2.15 (b), com conseqüente deformação e rutura do metal numa zona localizada [4] [8].



(a)



(b)

Figura 2.15 – Exemplo de expansibilidade dos contornos dos grãos num aço de elevada resistência devido à ação do hidrogénio (fragilização), através de microscopia eletrónica por varrimento (a) [245]; Exemplo de empolamento por hidrogénio numa chapa de aço-carbono (b) [241]

Este tipo de ataque não requer a presença de nenhum meio ambiental específico, já que pode suceder em simples ambientes húmidos, neutros ou ácidos [21]. É de importância salientar a penetração do hidrogénio durante os tratamentos térmicos que proporcionam ao aço as respetivas propriedades desejáveis, bem como na utilização do método da proteção catódica, no qual se intensifica a reação de redução do hidrogénio atómico [2].

A prevenção deste fenómeno pode ser efetuada através da seleção de materiais menos suscetíveis. Com efeito, a utilização de aços de elevada resistência não é conveniente, já que a quantidade de hidrogénio necessária para induzir uma fissuração decresce com o aumento da resistência do aço [2] [21]. Doutra forma, poderão ser aplicados tratamentos térmicos que permitam a remoção do hidrogénio [2]. Exemplificando, a desidrogenação é um tratamento que se destina à atenuação de tensões provenientes da galvanização, com o intuito de eliminar o hidrogénio [22]. Outras possibilidades traduzem-se na alteração do meio ambiente através da supressão das fontes de hidrogénio com recurso à remoção de sulfuretos (para além do ião agressivo, apresentam na sua constituição hidrogénio –  $H_2S$ ), a minimização da utilização de proteção catódica (já que a maioria dos métodos eletroquímicos apresentam quantidades significativas de hidrogénio no estado iónico suscetíveis de se difundirem nos metais por gradientes de concentração), a não utilização de revestimentos galvanizados e a aplicação de revestimentos impermeáveis ao hidrogénio [2] [8] [22].

## 2.6 Custos da corrosão

A corrosão e degradação dos materiais está presente em toda a civilização e ocorre nos mais variados sectores de atividades, como por exemplo nas indústrias química, petrolífera, naval, de construção civil, automobilística, nos meios de transporte e comunicação, na medicina e na odontologia e até em obras de arte como monumentos e esculturas [4]. Trata-se, portanto, de um fenómeno de graves consequências à escala mundial, pelo que constitui uma área de enorme investigação, dados os avultados prejuízos económicos associados [4] [18].

A importância económica da corrosão aumentou consideravelmente no decurso das últimas décadas. Apesar de ainda não ter sido efetivado nenhum estudo de inferência estatística em Portugal, alguns foram realizados em determinados países industrializados (Estados Unidos da América e Brasil) [2]. As estimativas demonstram que o valor do custo anual direto da corrosão seja cerca de 3 a 4% do produto interno bruto, o que representa um valor de dimensões consideráveis, colocando-a não só nas temáticas da durabilidade e impacto ambiental, como também da economia. No caso de Portugal, este valor representa mais de 5 mil milhões de €, sendo equivalente aos gastos educacionais ou ao financiamento científico [3] [18].

*Outras avaliações demonstram que, considerando-se apenas as ligas ferrosas, cerca de ¼ a ½ do aço produzido no mundo é consumido para a reposição de equipamentos e seus constituintes danificados pela corrosão [3]. Investigações realizadas no âmbito dos revestimentos por pintura detectam que mais de 80% dos problemas resultam de erros de especificação ou aplicação [19]. Contudo, nesta área raramente se encontra um especialista destinado a caracterizar as condições de trabalho das estruturas ou a elaborar especificações de proteção e fiscalização na aplicação das mesmas [19]. Segundo a ZETACORR – empresa de engenharia especializada em corrosão, alguns especialistas comprovam que tais prejuízos poderiam ser reduzidos de aproximadamente 20 a 30% do custo total, através da implementação de conhecimentos científicos, tecnológicos e modelos de gestão, inspeção e prevenção de combate à corrosão. De todas as metodologias, a componente preventiva continua a ser a fundamental, uma vez que permite numa fase inicial evitar acidentes com danos materiais incalculáveis e pessoais irreversíveis, com significativo aumento da durabilidade estrutural, associado a uma diminuição das intervenções económicas de reparação e reabilitação (Figura 2.16) [3] [18].*

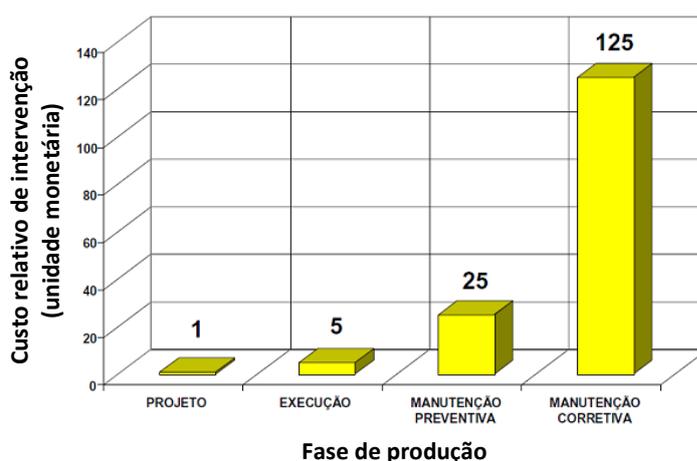


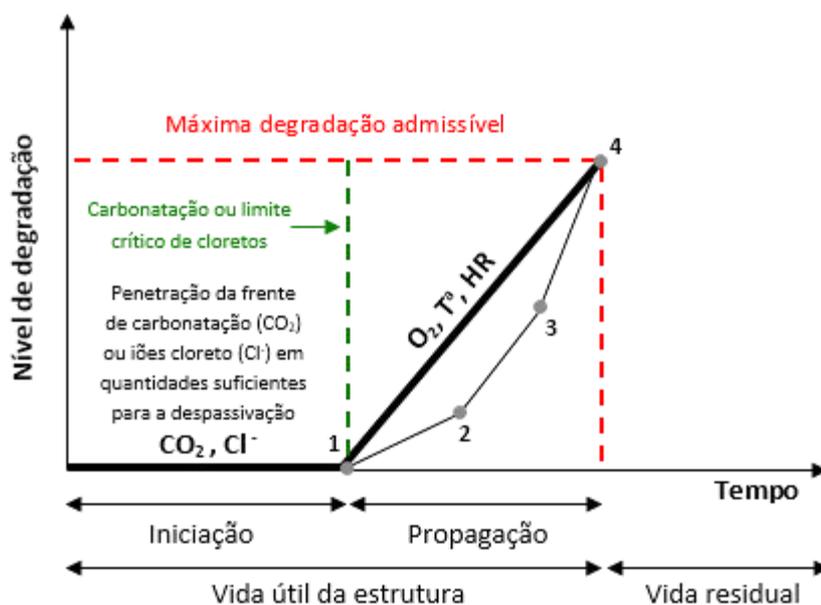
Figura 2.16 – Lei da evolução dos custos (adaptado de [96])

*Uma correta abordagem de controlo e minimização reduz e cria previsibilidade dos custos de manutenção, requerendo no entanto uma antecipada análise de todo o ciclo de vida estrutural. Para que tal se proporcione, a velocidade de deterioração natural de todos os materiais e o seu possível controlo deverão ser avaliados em todas as fases de um projeto de construção [19].*

### 3 Corrosão das armaduras em estruturas de betão armado

#### 3.1 Fases da corrosão

A corrosão das armaduras é a principal causa e origem de deterioração das estruturas de betão armado [118]. O modelo proposto por *Tuutti* (1982), exibido na Figura 3.1, é o que frequentemente se considera representativo do mecanismo da corrosão das armaduras, no qual a vida útil de uma estrutura de betão armado é subdividida em duas fases: período de iniciação ( $t_i$ ) e período de propagação ( $t_p$ ) [27] [92] [271].



$$\text{Vida útil} = t_i \text{ (período de iniciação)} + t_p \text{ (período de propagação)}$$

Figura 3.1 – Vida útil de uma estrutura de betão armado (Modelo de *Tuutti*), associada aos seus níveis de degradação por corrosão das armaduras (adaptado de [82] [92] [141] [271])

O período de iniciação corresponde ao intervalo de tempo necessário para que os agentes agressivos, sobretudo o dióxido de carbono e/ou cloretos ( $CO_2$ ,  $Cl^-$ ) penetrem no betão de recobrimento (através da solução dos poros da matriz cimentícia) até à superfície das armaduras e sejam criadas as condições de destruição da película de passivação (ruptura da camada protetora de  $Fe_2O_3$ ) [27] [92] [271]. O período de propagação corresponde ao tempo de evolução do processo corrosivo, no qual as reações eletroquímicas que ocorrem na solução dos poros favorecem a dissolução do ferro (oxidação), originando produtos de corrosão, até ao limite em que a estrutura atinge um grau de degradação acentuado, tornando-se imprescindível a sua reparação ou em casos tardios, a sua demolição [27] [92] [94] [271].

Tendo em consideração que a destruição da camada passiva é a condição necessária para o desencadeamento da corrosão, é possível afirmar que o processo corrosivo e de deterioração de uma estrutura de betão armado ocorre no período de propagação [92]. Na Figura 3.1, a representação simbólica é inerente ao início desta fase (condicionada pela ação dos agentes agressivos e das condições ambientais na fase de iniciação), onde se exemplificam respetivamente as diferentes etapas de degradação: despassivação das armaduras (1), fendilhação (2), delaminação (3) e colapso estrutural (4) [82].

No que diz respeito à durabilidade de uma estrutura de betão armado, a qualidade do betão e a sua capacidade de resistência aos agentes agressivos, os quais se traduzem fundamentalmente numa baixa permeabilidade e adequada espessura do recobrimento, são os fatores responsáveis pelo prolongamento do período de iniciação da corrosão [72].

### 3.2 Despassivação das armaduras

De acordo com os requisitos prescritos pela NP EN 206-1:2007 e pela LNEC E464 para a diversidade de classes de exposição ambiental, o betão armado é de elevada durabilidade devido ao efeito de barreira física proporcionado pelo betão de recobrimento e à sua elevada alcalinidade, que possibilita ao aço a criação espontânea de uma película de passivação de baixa reatividade (camada de óxidos e hidróxidos de ferro) [2] [77] [94].

Esta natureza alcalina é proveniente de grandes quantidades de hidróxido de cálcio (e em menor quantidade de hidróxido de sódio e potássio) resultantes das reações de hidratação dos silicatos de cálcio do cimento e dos álcalis que estão presentes no clínquer (principal componente do cimento) [94] [115] [117] [119] [120]. No entanto, à medida que se vão processando as reações de hidratação da matriz cimentícia, o teor de hidróxido de cálcio tende a diminuir, o que significa que a elevada alcalinidade da solução porosa passa a ser maioritariamente proveniente dos hidróxidos de sódio e potássio [21] [94].

A presença destas substâncias e a sua dissolução na água da solução porosa do betão induzem um pH entre 12 a 14, que facultam as condições de formação de uma película protetora, submicroscópica (aproximadamente 10 nanómetros de espessura), compacta, aderente e imune aos danos mecânicos à superfície do aço, cuja finalidade é obstruir a dissolução do ferro [2] [21] [94] [116] [119]. Apesar de subsistirem algumas incertezas acerca da composição desta camada, formada essencialmente por produtos de corrosão da armadura, considera-se que a sua constituição envolve *complexos de ferro e cálcio com iões  $\text{OH}^-$  e  $\text{CO}_3^{2-}$ , óxidos de ferro  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  e água molecular* [94] [120].

Quando ocorre a destruição da camada passivadora, proveniente da ação do dióxido de carbono (decréscimo do pH para valores inferiores entre 10,5 a 11) e/ou ação dos cloretos (quando presentes num teor superior ao limite crítico), principia-se a dissolução do ferro e dá-se o início do mecanismo da corrosão das armaduras – Figura 3.2 (desde que estejam presentes água e oxigénio à superfície) [94] [120].

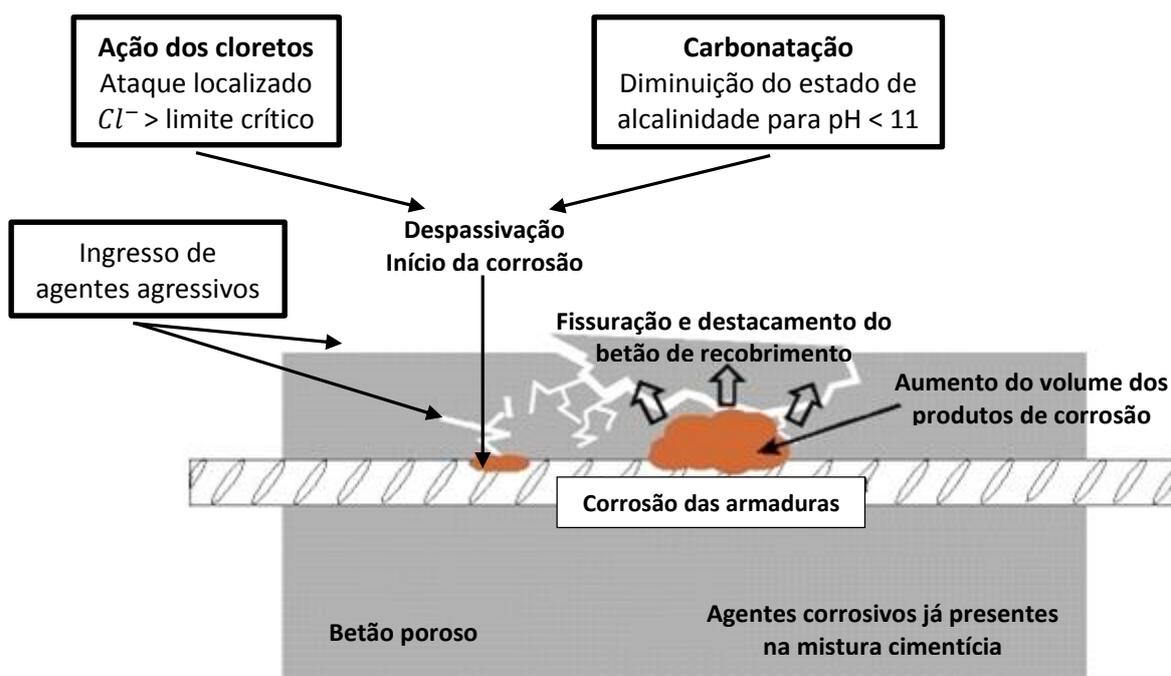


Figura 3.2 – Mecanismo de despassivação das armaduras (adaptado de [167])

### 3.3 Reações do processo de corrosão

O mecanismo da corrosão das armaduras é a consequência da criação de uma célula eletroquímica, que se desencadeia exclusivamente na presença de oxigénio, água ou um ambiente com humidade relativa elevada ( $HR > 60\%$ ) e é constituída por quatro componentes principais: ânodo (1), cátodo (2), condutor metálico (3) e eletrólito (4) – Figura 3.3 [27] [121].

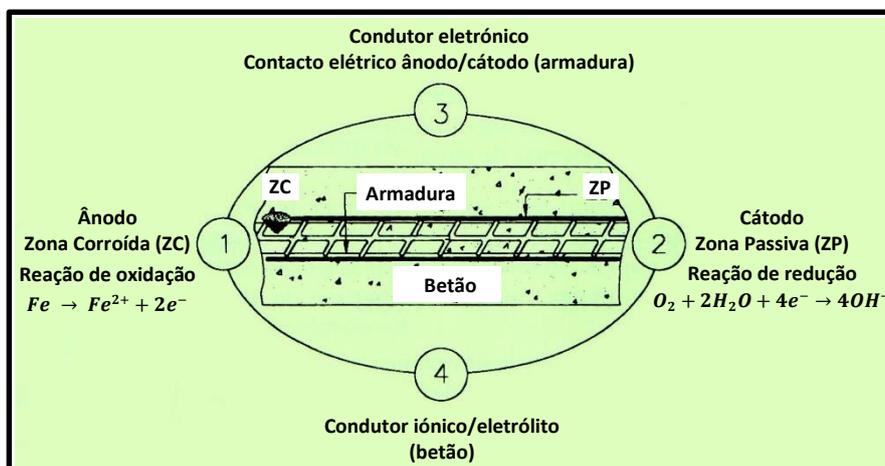
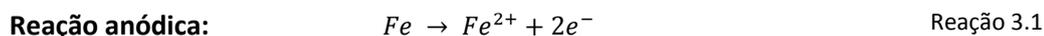
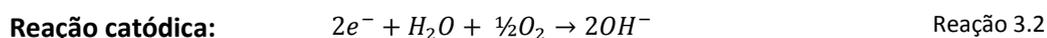


Figura 3.3 – Elementos constituintes de uma célula de corrosão eletroquímica (adaptado de [27])

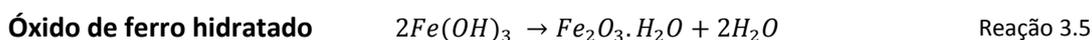
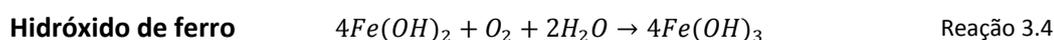
No caso particular das estruturas de betão armado, o betão atua como um eletrólito, ou seja, o meio aquoso no qual a corrente elétrica é transportada por iões, enquanto as armaduras atuam como condutores metálicos, nas quais a corrente elétrica é gerada pelo fluxo de eletrões [1] [27] [120]. O cátodo é o eletrodo no qual ocorre a reação de redução do oxigénio ( $O_2$ ), sem perda de massa [27]. A zona anódica é formada pela armadura despassivada onde ocorre a reação de oxidação do ferro ( $Fe$ ), a qual envolve a libertação de eletrões para a solução aquosa e perda de massa – Reação 3.1 [116] [119]:



Devido à diferença de potencial, os dois eletrões libertados ( $2e^{-}$ ) na reação anódica deslocam-se para a área catódica, onde são consumidos por outra reação química à superfície do aço para preservar a neutralidade elétrica [28] [31]. Trata-se da reação catódica, a qual ocorre na zona da armadura com acessibilidade ao oxigénio. Nesta reação de redução eletroquímica, o oxigénio é consumido simultaneamente com a água e com o excesso de eletrões disponíveis à superfície do aço, originando iões hidróxido ( $OH^{-}$ ) – Reação 3.2 [28] [31] [119]:



Os iões hidróxido são produzidos na reação catódica e responsáveis pelo aumento da alcalinidade local, fortalecendo espontaneamente a camada passiva e prevenindo os efeitos do  $CO_2$  e dos iões cloreto. [28] As reações anódica e catódica são apenas o primeiro passo no processo. Sucessivamente, os iões  $OH^{-}$  deslocam-se através do eletrólito para a região anódica, na qual se combinam com os iões  $Fe^{2+}$  disponíveis (provocando a diminuição do nível de pH) e ocorrem reações anódicas secundárias que originam produtos de corrosão – Reações 3.3, 3.4 e 3.5 [31] [94] [119]. Na Figura 3.4 é exibida uma esquematização de todo este processo [28].



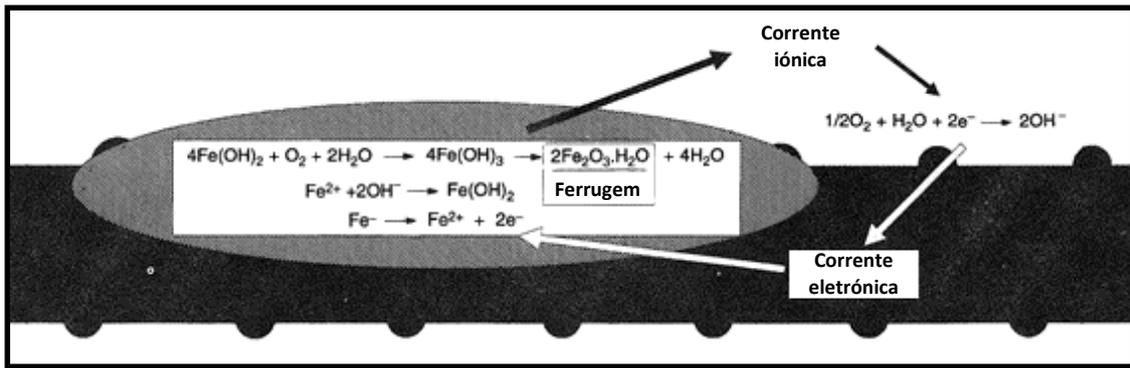


Figura 3.4 – As reações eletroquímicas da corrosão das armaduras (adaptado de [28])

Os produtos resultantes das Reações 3.3, 3.4 e 3.5 são altamente expansivos (Figura 3.5). Alguns destes produtos dissolvem-se na solução dos poros e migram para a pasta cimentícia, onde se acumulam [122]. Após o preenchimento e bloqueio total dos poros e vazios, os restantes produtos acumulam-se na interface aço-betão com um aumento significativo de volume de 2 até 6 vezes (Figura 3.6), criando elevadas tensões internas que provocam fendilhação e/ou delaminação e destacamento do betão de recobrimento das armaduras, com o aparecimento da ferrugem vermelha/castanha [28] [94] [118]. A criação de todo este ciclo é manipulada pela diferença de potencial, proveniente do aumento da alcalinidade na área catódica com o subsequente aumento da camada de passivação, devido à formação de iões hidróxido [119].

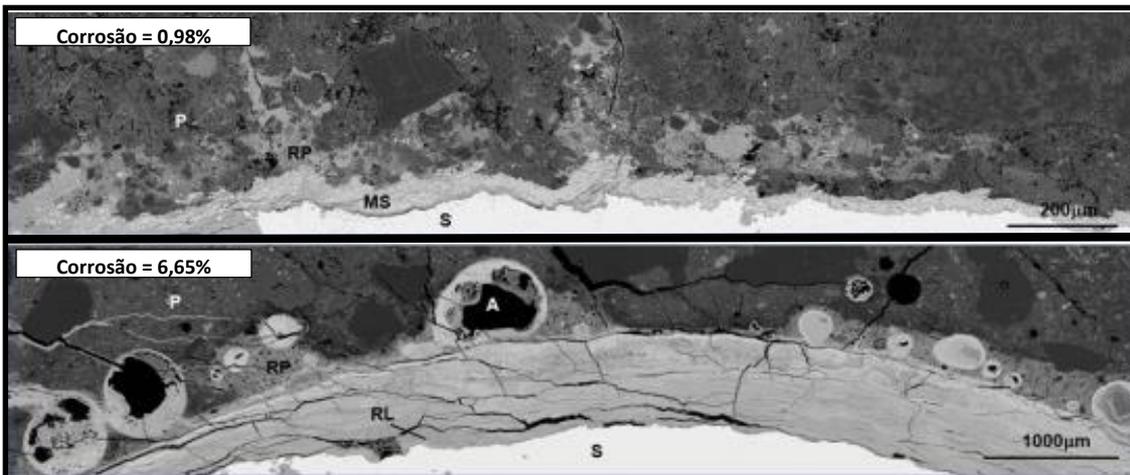


Figura 3.5 – Exemplificação de dois níveis da corrosão das armaduras, na qual é possível observar a migração dos produtos de corrosão para a matriz cimentícia, ou a sua acumulação na interface aço-betão (S – Aço; MS – escama superficial; RL – Camada de produtos de corrosão; RP – Pasta cimentícia preenchida com produtos de corrosão; P – Pasta não afetada) (adaptado de [122])

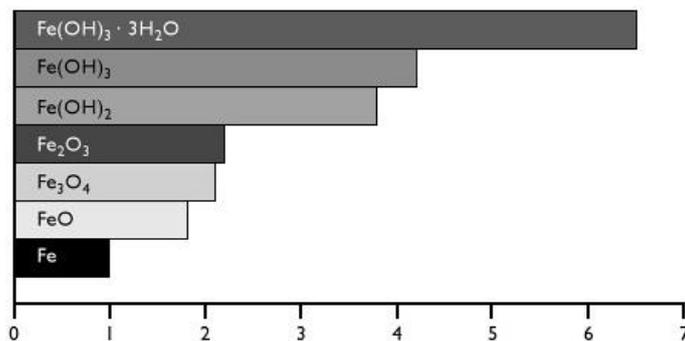


Figura 3.6 – Volume relativo dos produtos de corrosão formados à superfície das armaduras [189]

### 3.4 Efeitos da corrosão das armaduras

De um modo geral, a corrosão é identificada pelos pontos de ferrugem que surgem à superfície do betão ou através de danos no betão de recobrimento [21]. Como consequência das características expansivas dos produtos de corrosão, quando as tensões de tração instaladas excedem a resistência à tração do betão, originam fissuras no betão de recobrimento, deterioração numa área localizada ou delaminação e total destacamento do betão [21] [94] [118]. Segundo *António Costa [et. al]*, além dos referidos fatores, provocam a diminuição da aderência entre o betão e as armaduras e a redução da secção dos varões, comprometendo a capacidade resistente estrutural [118]. A Figura 3.7 exhibe esquematicamente estes fatores.

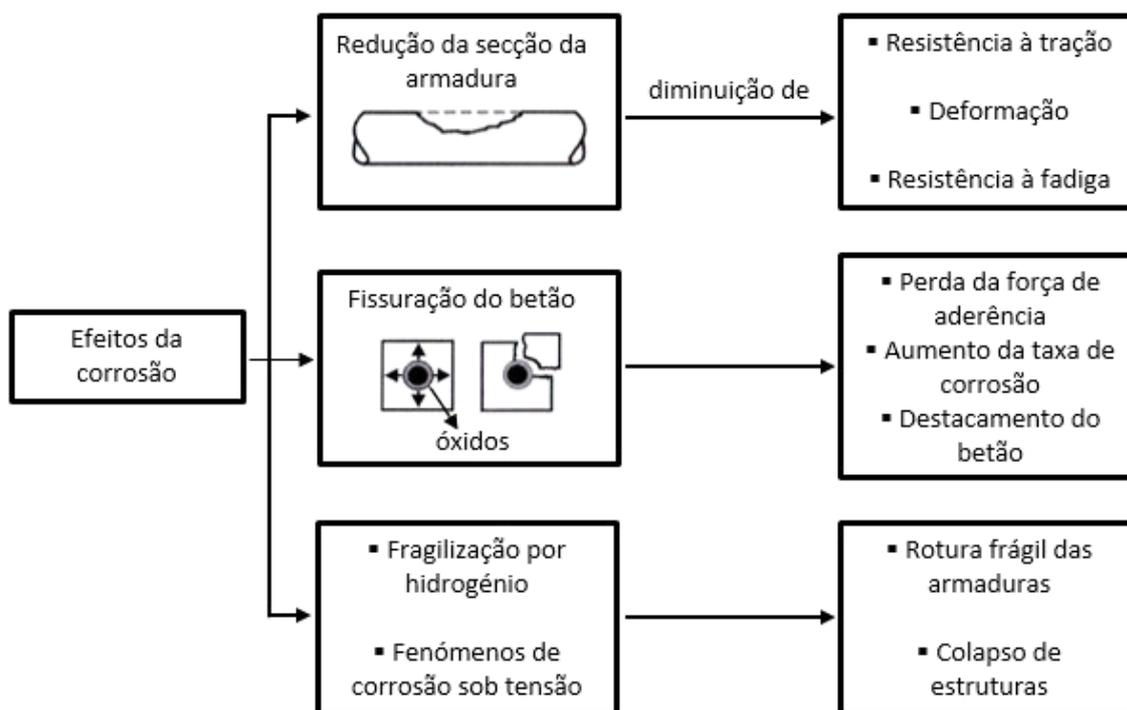


Figura 3.7 – Efeitos estruturais da corrosão das armaduras (adaptado de [93])

Os efeitos da corrosão das armaduras podem ser subdivididos em níveis microscópico e químico, local ou mecânico e estrutural [123]. Os efeitos ao nível microscópico e químico manifestam-se através da acumulação de hidróxidos de ferro com conseqüente aumento de volume e no ingresso de iões de hidrogénio para o interior da estrutura [123]. Neste último caso, tendo em consideração que o hidrogénio apresenta dimensões ínfimas, facilmente se difunde e absorve na estrutura cristalina do aço, provocando a diminuição das suas propriedades mecânicas e/ou metalúrgicas e inclusivamente o desenvolvimento de fissuras e/ou rutura [2].

No que diz respeito aos efeitos a nível local e/ou mecânico, a corrosão das armaduras provoca a redução da secção dos varões, a fissuração do betão circundante (com incidência no surgimento de fendas nos varões adjacentes ao exterior) e possível destacamento do betão de recobrimento, a perda da aderência entre os varões e o betão e a redução da ductilidade do varão devido ao fenómeno da fragilização por hidrogénio [123].

Relativamente às conseqüências a nível estrutural, a fendilhação do betão circundante e a redução da secção dos varões provocam a diminuição da rigidez e capacidade resistente estruturais e subsequente redistribuição de esforços. Inclusivamente, a fendilhação é suscetível de originar uma redução abrupta das forças de aderência com possível redução da ductilidade estrutural. Todos estes fatores inviabilizam a transferência de tensões entre os materiais, podendo conduzir os elementos estruturais ao colapso prematuro [123].

### 3.5 Fatores mais relevantes para a corrosão das armaduras

Existe uma diversidade de fatores que desencadeiam os efeitos mencionados para a corrosão das armaduras: dosagem de cimento; razão água-cimento; compactidade; homogeneidade do betão; cura do betão; estado da superfície e presença de elevadas tensões nos varões (surgimento de fissuras); humidade; oxigénio; temperatura; iões despassivantes ( $Cl^-$ ) e dióxido de carbono atmosférico ( $CO_2$ ) [27].

De um modo geral, os parâmetros e propriedades do betão que influenciam a penetração dos cloretos são os mesmos que condicionam a penetração do dióxido de carbono atmosférico [28] [120]. Segundo *Manuela Salta*, a capacidade de difusão é a principal condição de influência dos vários critérios envolvidos na despassivação do aço. Exemplificando, a carbonatação é influenciada pela difusão do dióxido de carbono, a ação dos cloretos é inerente à quantidade que é difundida para o interior do betão e o período de propagação da corrosão propriamente dito é condicionado pela difusão do oxigénio e da humidade. Com efeito, a espessura do recobrimento e a permeabilidade do betão constituem os fatores decisivos na preservação do estado de passivação, que por sua vez condicionam a difusibilidade dos agentes agressivos [94].

Como consequência da sua alcalinidade e conforme foi descrito previamente, o betão possibilita a criação de uma película de passivação sobre as armaduras, que as mantém protegidas da corrosão. Simultaneamente, a sua espessura de recobrimento (camada superficial do betão) providencia uma barreira física que obstrui a penetração dos agentes agressivos, oxigénio e humidade do meio exterior [27]. Apesar de ser compacto e denso, o betão possui elevadas quantidades de água de amassadura (essencial para a ligação dos seus constituintes e reações) e é um material permeável, o que significa que é suscetível à difusão de líquidos e gases [27] [120]. Quanto menos permeável e mais espessa for esta camada, maior será o período necessário para a iniciação da corrosão, como se pode observar na Figura 3.8 [51] [128].

A generalidade da deterioração de estruturas de betão armado por corrosão é proveniente de insuficientes espessuras do recobrimento, o que fundamenta a necessidade de se prescrever e minorar valores limite em função das condições ambientais e assegurar que estes sejam adotados na globalidade de uma estrutura [94].

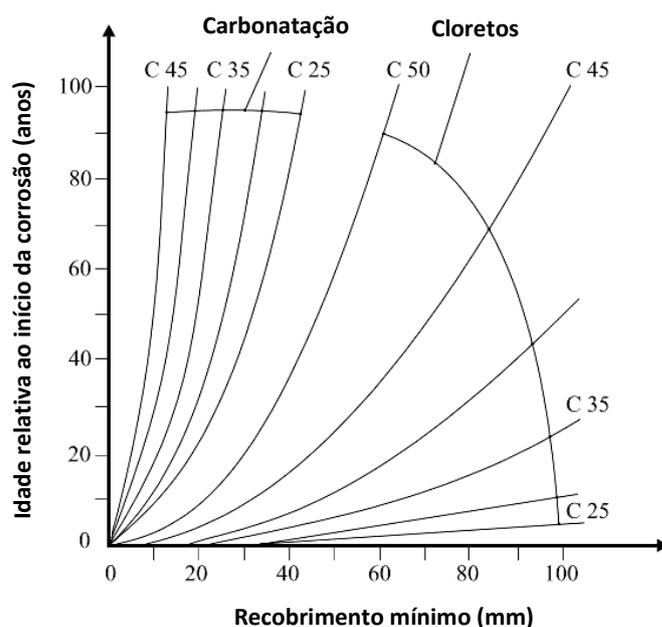


Figura 3.8 – Relação entre a espessura do recobrimento e o período de iniciação da corrosão (adaptado de [140])

A permeabilidade é o parâmetro utilizado para caracterizar a dimensão e conectividade dos poros capilares e é variável com a razão água-cimento, introdução de adjuvantes, dosagem e tipo de ligante, colocação, compactação e cura do betão. No entanto, não subsistem interdependências válidas entre este parâmetro e a resistência do betão à penetração de agentes agressivos, pelo que as leis de difusão são frequentemente utilizadas em práticas experimentais para quantificar a qualidade do betão, no que diz respeito à corrosão e durabilidade de uma estrutura de betão armado [94].

A fissuração do betão constitui um fator determinante na corrosão das armaduras e é influenciada pela agressividade ambiental, qualidade do betão e sua capacidade de colmatagem (viável em ambientes ricos em  $Mg^{2+}$ ,  $CO_3^{2-}$ ) [27] [94]. Em função da respetiva profundidade, as fissuras transversais às armaduras são bastante prejudiciais, pois possibilitam a redução do percurso dos agentes agressivos ( $Cl^-$  e  $CO_2$ ), humidade e oxigénio até ao nível das armaduras, processo que pode ser acelerado perante uma insuficiente espessura de recobrimento do betão [27]. Outras desvantagens da fissuração do betão manifestam-se na formação de macrocélulas de corrosão (mobilidade iónica a longas distâncias), na acumulação de sais suscetíveis de gerar pilhas de concentração e na criação de pilhas de arejamento diferencial [94].

Posteriormente à despassivação, a fase de propagação e a intensidade da corrente de corrosão eletroquímica são influenciadas sobretudo pela ação da humidade e temperatura [94]. De acordo com *Carmen Andrade [et. al]*, a presença de humidade é indispensável para o desenvolvimento da corrosão em meios neutros e alcalinos, já que é responsável pela mobilidade iónica através do eletrólito (betão) e intervém na reação catódica (redução do oxigénio) [27]. Para além da influência na dimensão e distribuição dos poros, a humidade condiciona a resistividade do meio (favorecedora do processo eletroquímico) e a difusão do oxigénio para a estrutura porosa do betão, como é possível observar na Figura 3.9 [94]:

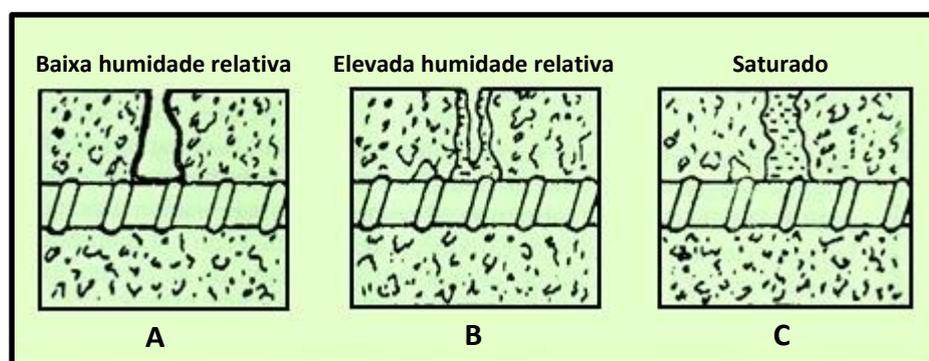


Figura 3.9 – Efeito do teor de humidade no sistema de poros cimentício (adaptado de [27])

Na presença de baixos teores de humidade (situação **A**), apesar de uma maior acessibilidade de oxigénio, a resistividade elétrica do betão é bastante elevada, o que conduz a uma diminuição da velocidade de corrosão, inclusivamente na ausência da camada de passivação sobre as armaduras [27] [94]. Em condições de saturação (situação **C**), a resistividade elétrica do betão é bastante baixa, devido ao facto de a solução porosa estar repleta de água. Neste caso, a acessibilidade de oxigénio é inferior e limitada, já que este tem de se dissolver previamente na água para atingir o nível das armaduras, o que significa que o fluxo de oxigénio é o fator controlador da velocidade corrosão.

Estudos laboratoriais demonstram que a velocidade de corrosão é máxima na eventualidade de a solução porosa apresentar elevadas humidades em condições não saturadas (situação **B**), as quais permitem a associação entre uma baixa resistividade elétrica do betão e um fluxo de oxigénio intermédio, que possibilitam a continuidade do processo catódico [27] [94] [130].

Por outro lado, os gradientes de temperatura condicionam igualmente a velocidade de corrosão e consequente processo de deterioração. A um aumento de temperatura corresponde um estímulo das reações químicas, enquanto a sua diminuição é suscetível de causar condensações com incrementos pontuais de humidade no betão, acelerando de ambas as formas a velocidade de corrosão [27] [94].

### 3.6 Intensidade da corrente de corrosão eletroquímica

A intensidade da corrente de corrosão – taxa de corrosão – é o parâmetro utilizado para quantificar a velocidade de deterioração das armaduras. Esta pode ser definida como a quantidade de perda de massa ou espessura durante um certo intervalo de tempo devido à corrosão, sendo dependente das condições ambientais e do estado de superfície dos varões [142]. A sua estimativa é de grande importância para a modelação do período de vida útil de uma estrutura, já que permite determinar o tempo necessário para se atingir o nível máximo de degradação admissível [92]. Na generalidade, a taxa de corrosão é calculada em  $\mu\text{m}/\text{ano}$ , embora seja frequentemente expressa em unidades eletroquímicas ( $\text{mA}/\text{m}^2$  ou  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) em experiências laboratoriais. No que diz respeito ao aço corrente – Equação 3.1 [21]:

$$1 \text{ mA}/\text{m}^2 = 10 \mu\text{A}/\text{cm}^2 \approx 90\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{y} \approx 11,7 \mu\text{m}/\text{y} \quad \text{Equação 3.1}$$

De acordo com a LNEC E465, a classificação do nível de corrosão é efetuada em função da intensidade da corrente de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ), a qual é exibida na Tabela 3.1 [92]:

Tabela 3.1 – Níveis de corrosão em função da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica [92]

Intensidade da corrente de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Nível de corrosão
< 0,1	desprezável
0,1 – 0,5	baixo
0,5 – 1	moderado
> 1	elevado

A taxa de corrosão é dependente da humidade e temperatura (a quantidade absoluta de vapor de água na atmosfera pode aumentar com a temperatura, o que significa que quando a temperatura diminui pode dar-se a condensação no estado líquido) [21] [27] [92]. A taxa de corrosão pode ser considerada desprezável se a humidade não for elevada. *Para um valor crítico de HR de cerca de 75%, a intensidade da corrente de corrosão tem valores inferiores a 0,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , crescendo a valores superiores a 1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  até cerca de 90% HR, para baixar para valores inferiores a 0,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  a 100% HR* [92].

A Figura 3.10, referente a um estudo realizado em argamassas carbonatadas (artificialmente) na ausência e na presença de cloretos, comprova esta afirmação.

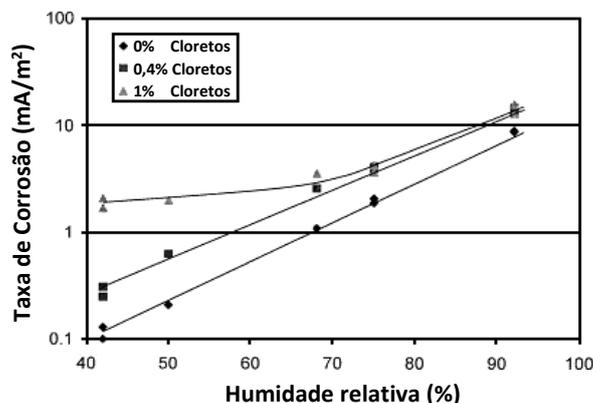


Figura 3.10 – Influência da humidade ambiental na taxa de corrosão (adaptado de [246])

### 3.7 Carbonatação

Os dois principais agentes responsáveis pelo desencadeamento da corrosão das armaduras são os íons cloreto (3.8) e o dióxido de carbono ( $CO_2$ ), que provoca a carbonatação do betão. De um modo geral, nenhum destes mecanismos prejudica a integridade do betão, embora os agentes químicos agressivos penetrem pela sua estrutura porosa e ataquem as armaduras.

As principais características e propriedades de cada um destes agentes, respetivos fenómenos de despassivação e subsequente deterioração das estruturas de betão armado por corrosão das armaduras são sinteticamente descritas de seguida.

#### 3.7.1 Reações e mecanismo de ocorrência

A carbonatação do betão resulta da transformação do hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ), proveniente das reações de hidratação do cimento, em carbonato de cálcio ( $CaCO_3$ ), como consequência da difusão do  $CO_2$  presente na atmosfera (0,04% em volume à pressão atmosférica) para o interior do betão, como é possível observar na Figura 3.11 [2] [19] [144]. Este fenómeno constitui um dos principais mecanismos de despassivação das armaduras, apesar de ser considerado menos perigoso que a corrosão induzida por cloretos [27] [19].

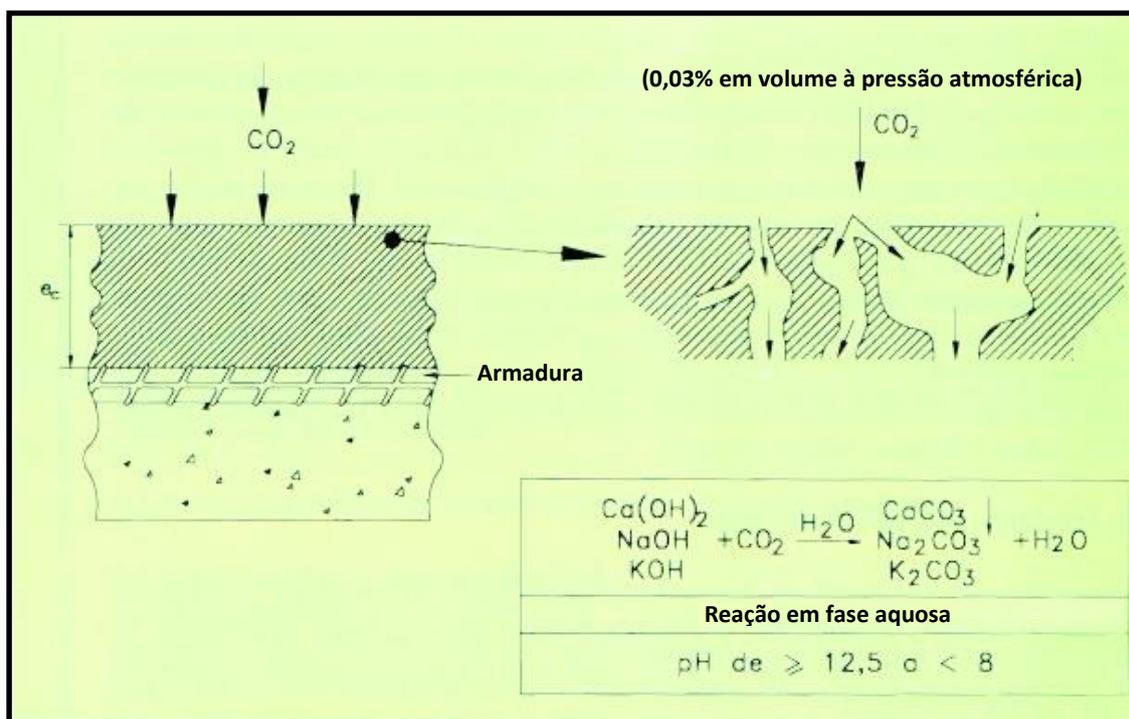
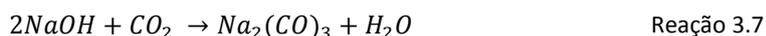
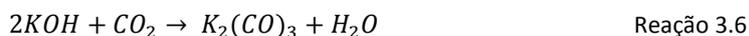


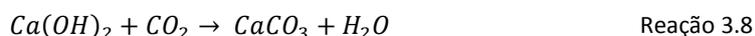
Figura 3.11 – Mecanismo da carbonatação na corrosão das armaduras (adaptado de [27])

Tendo em consideração que o betão é um meio de elevada alcalinidade, essencialmente devido à presença de hidróxidos de cálcio, tem tendência a reagir com produtos ácidos [31] [51] [120]. O dióxido de carbono, quando dissolvido em água, dá origem a uma solução aquosa ácida – ácido carbónico (pH = 5,7) [28] [143]. No entanto, este diferencia-se dos outros ácidos por não atacar a pasta cimentícia, já que ao reagir com os seus produtos hidratados, neutraliza a alcalinidade da água capilar (do betão), através da precipitação do carbonato de cálcio, que é o principal responsável pela diminuição da estrutura porosa do betão, associada à maior densidade deste carbonato [21] [28] [120].

A ação do dióxido de carbono, que penetra no betão através do processo de difusão controlado pelo equilíbrio de gradientes de concentração (na atmosfera e nos poros do betão), não se restringe exclusivamente à sua reação na solução intersticial com o hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ) [72] [94] [119] [149]. Posteriormente à sua difusão para o interior do betão, o  $CO_2$  reage primeiramente com os hidróxidos de sódio ( $NaOH$ ) e potássio ( $KOH$ ) (presentes em pequenas quantidades na mistura cimentícia), o que provoca uma diminuição da sua concentração na solução – Reações 3.6 e 3.7 [72] [94] [119].



Associada à diminuição do teor destes hidróxidos de metais alcalinos na solução intersticial, sucede um aumento da solubilidade do hidróxido de cálcio, o que significa que este se desloca por difusão para a frente de carbonatação, onde é acelerada a sua dissolução em virtude da presença do  $CO_2$  – Reação 3.8 [94] [119].



A dissolução do  $Ca(OH)_2$  cristalino tem como consequência a precipitação do  $CaCO_3$ , associado a um decréscimo de pH para valores que podem atingir os 8 (Figura 3.12), tornando suscetível de destruição a película de passivação das armaduras e o início do processo de corrosão. Na Figura 3.12 é possível observar que o limite da alcalinidade do betão se situa num intervalo de pH entre 11 a 11,5, enquanto para níveis de pH entre 9,5 e 11, a camada de passivação perde a sua estabilidade, podendo iniciar-se a corrosão [28] [94]. É importante salientar que estes efeitos poderão ser acelerados perante uma insuficiente espessura do betão de recobrimento (menor distância a ser vencida pelo  $CO_2$ , para que a profundidade de carbonatação atinga o nível das armaduras), já que aos intervalos de pH exibidos são associadas profundidades de carbonatação [28].

Na Figura 3.12 é igualmente referenciado o valor de pH = 9,5, simbólico da diferenciação entre um betão carbonatado e um betão alcalino, o qual representa a zona de modificação de coloração através da utilização de um indicador químico [21] [72]. Com o recurso a esta técnica, é possível identificar a alcalinidade do betão, que corresponde à coloração rosa na solução de fenolftaleína. No entanto, existe uma região incluída nesta coloração de aproximadamente 6 a 8 mm, na qual o betão se encontra no processo de carbonatação (parcialmente carbonatado) e os níveis de pH são favoráveis ao desencadeamento da corrosão.

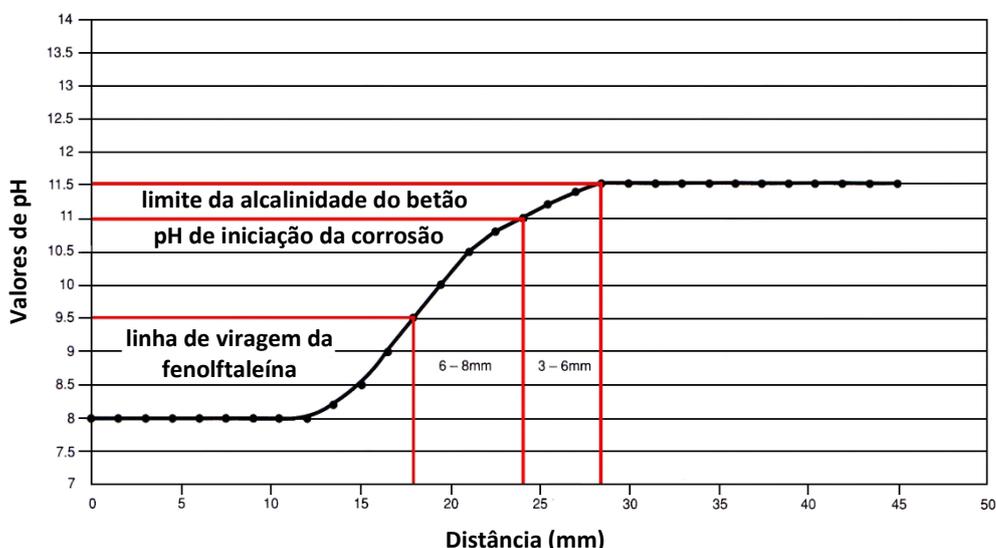


Figura 3.12 – Representação esquemática da frente de carbonatação (adaptado de [28])

O betão jovem possui um pH variando entre 12 a 14, particularmente devido à elevada quantidade de  $Ca(OH)_2$  libertado nas fases de hidratação (reação com os silicatos de cálcio) e em menor quantidade outras substâncias alcalinas ( $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $OH^-$ ) e/ou produtos de hidratação [51] [119] [120] [143]. Nestas condições de elevada alcalinidade, forma-se à superfície das armaduras uma película passiva de óxido férrico, que as protege dos agentes agressivos e do contacto com o oxigénio e humidade [28] [144].

Segundo *John Broomfield*, a quantidade de  $Ca(OH)_2$  nos poros do betão é superior à suscetível de se dissolver na água capilar, o que comprova a sua maior reatividade com o  $CO_2$  [28] [94]. À medida que se vai processando a sua dissolução (diminuição da sua concentração) e subsequente transformação em  $CaCO_3$ , dá-se um decréscimo do pH [124]. Desta forma, é possível estabelecer uma correspondência entre o consumo de  $Ca(OH)_2$  e a formação de  $CaCO_3$  com três diferentes zonas no interior dos poros da pasta de cimento hidratada, as quais podem ser visualizadas na Figura 3.13 (a). Na área não carbonatada, a quantidade de hidróxido de cálcio é elevada, o que significa que o  $CO_2$  ainda não se difundiu e o betão encontra-se no seu estado alcalino (cor rosa no indicador químico da solução de fenolftaleína) [146]. Relativamente à área carbonatada e devido à acessibilidade do  $CO_2$  ao interior dos poros do betão, a concentração de  $Ca(OH)_2$  diminui drasticamente, em contrapartida com o aumento da precipitação do  $CaCO_3$ , o que significa que as armaduras perderam a sua passivação (sem cor no indicador químico da solução de fenolftaleína – Figura 3.13 (b)). A zona intermédia designa um betão parcialmente carbonatado e corresponde ao local onde se desenvolvem as reações de carbonatação.

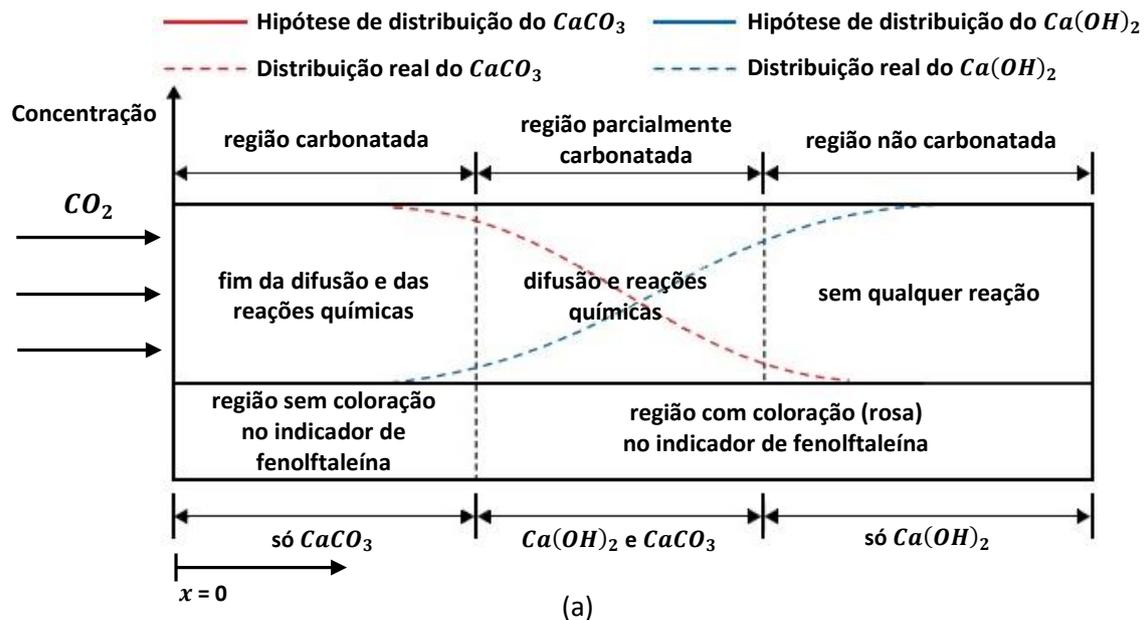
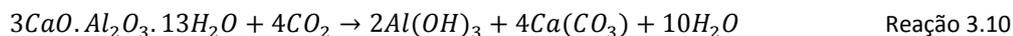
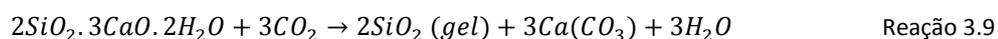


Figura 3.13 – Reações inerentes ao processo de carbonatação (a) (adaptado de [146]); Regiões carbonatada e não carbonatada determinadas através da solução de fenolftaleína (b) (adaptado de [265])

De forma sequencial, após a difusão, dissolução e reação do  $CO_2$  na estrutura porosa do betão com os hidróxidos de metais alcalinos, subsistem outros produtos hidratados (silicatos) e não hidratados (aluminatos) do cimento, que são igualmente intervenientes no processo de carbonatação – Reações 3.9, 3.10 e 3.11 [51] [72] [94] [149]:



Sob o ponto de vista físico e mecânico, a resistência do betão aumenta devido à diminuição do volume da estrutura porosa, já que o produto formado na carbonatação –  $Ca(CO_3)$  – sob a forma de vaterite, aragonite ou calcite (Reações 3.9, 3.10 e 3.11) é de baixa solubilidade, maior densidade e acumula-se nos poros colmatando-os, circunstância que permite qualificar a carbonatação como um fenómeno benéfico para o betão a nível de durabilidade [2] [4] [94] [149]. Associado às características do  $Ca(CO_3)$ , as camadas superficiais do betão carbonatado restringem o ingresso posterior do  $CO_2$ , pelo que à medida que aumentam as suas respetivas espessuras, a velocidade de carbonatação diminui significativamente (*varia aproximadamente na razão inversa à espessura carbonatada*) [27] [94].

Do ponto de vista químico, as modificações induzidas pela carbonatação manifestam-se na diminuição da concentração dos hidróxidos de metais alcalinos no betão, originando um decréscimo abrupto do nível de pH (Reações 3.6, 3.7 e 3.8) e estabelecendo as condições termodinâmicas apropriadas à destruição do filme passivo que protege as armaduras [2] [94].

A corrosão desencadeada por carbonatação é do tipo uniforme (Figura 3.14) e conduz à dissolução generalizada da camada de passivação [123]. O fenómeno da carbonatação não constitui um problema para o betão, embora das suas consequências sucedam efeitos prejudiciais [143]. No entanto, em função da intensidade de diminuição da dimensão e distribuição da estrutura porosa, a carbonatação pode provocar retração e conseqüentemente fissuração, o que é suscetível de promover uma maior difusibilidade dos agentes agressivos, humidade e oxigénio [21]. A nível de comportamento estrutural, a redução das forças de ligação (aderência) constitui a maior desvantagem proveniente deste fenómeno [123]. É importante salientar que os efeitos inerentes à carbonatação são exclusivamente válidos para os casos em que as camadas carbonatadas atingem as armaduras [21]. De um modo geral, as velocidades de corrosão induzidas pela carbonatação são bastante inferiores (20 a 50  $\mu\text{m}/\text{ano}$ ) comparativamente à ação dos cloretos na deterioração das armaduras, apesar de se poderem intensificar perante um conteúdo inferior de reservas alcalinas no betão [21] [28] [117].



Figura 3.14 – Corrosão uniforme/generalizada devido ao fenómeno da carbonatação do betão [148]

### 3.7.2 Fatores que influenciam a velocidade e profundidade de carbonatação

A profundidade de carbonatação pode ser estimada através de uma relação empírica (Equação 3.2) e são bastante relevantes os dados possíveis de se obter, já que as condições termodinâmicas de despassivação e iniciação do processo de corrosão estão dependentes do alcance da carbonatação ao nível das armaduras [31] [51] [72] [94].

$$X_c = K\sqrt{t} \quad \text{Equação 3.2}$$

- **em que:**

$X_c$  – profundidade de carbonatação (*mm*);

$t$  – tempo de exposição (*anos*);

$K$  – constante que depende das condições ambientais (temperatura e humidade relativa), concentração e difusão de  $CO_2$ , porosidade e permeabilidade do betão ( $mm/ano^{1/2}$ ).

Este modelo simplificado de avaliação da progressão da carbonatação não é aplicável perante uma instabilidade das condições ambientais [128]. De um modo geral, a evolução da frente de carbonatação é condicionada pela natureza do cimento e permeabilidade do betão, concentração de  $CO_2$  e exposição ambiental, o que significa que a constante de carbonatação ( $K$ ) combina estes fatores na Equação 3.3 [19] [31] [92]:

$$K = \sqrt{\frac{2D}{a} \times \Delta c} \quad \text{Equação 3.3}$$

- **em que:**

$D$  – coeficiente de difusão do  $CO_2$  no betão ( $mm^2/ano$ );

$a$  – quantidade de  $CO_2$  que provoca a carbonatação dos constituintes alcalinos (do betão) por unidade de volume de betão ( $kg/m^3$ );

$\Delta c$  – diferença entre a concentração de  $CO_2$  no exterior ( $kg/m^3$ ) e a concentração de  $CO_2$  na frente de carbonatação ( $kg/m^3$ ).

A profundidade de carbonatação está inteiramente dependente da espessura do betão de recobrimento, o que significa que a seleção de uma adequada espessura é primordial para resistir aos efeitos prejudiciais inerentes a este fenómeno [28]. A velocidade de carbonatação é influenciada pela capacidade de difusão e dissolução do  $CO_2$  na interface aço-betão, que por sua vez é condicionada pelo teor de humidade e permeabilidade do betão, ou seja, a dimensão e conectividade da estrutura porosa [2] [94].

Com efeito, a permeabilidade do betão está relacionada com o teor de humidade, mas também com a razão água-cimento, dosagem de cimento e tipo de ligante, isto é, se por um lado a introdução de adições na mistura cimentícia permite o bloqueio e/ou redução do volume dos poros capilares, por outro, a concentração de  $Ca(OH)_2$  presente nos minerais pozolânicos e hidráulicos latentes (que determina o consumo de hidróxido de cálcio e subsequente precipitação sob a forma de carbonato de cálcio) difere da concentração de  $Ca(OH)_2$  presente na solução porosa de um Cimento Portland Normal [28] [72] [94] [119].

Segundo *John Broomfield*, estes fatores intrínsecos à permeabilidade do betão estão igualmente dependentes de uma adequada compactação a uma escala macroscópica. No entanto, numa escala microscópica, o período de cura do betão é essencial para reduzir o tamanho e distribuição dos poros, dificultando a movimentação do  $CO_2$  no interior do betão [28]. É de relevância salientar que a um aumento de temperatura correspondem uma maior mobilidade iónica e profundidades de carbonatação superiores – Figura 3.17 (a).

### 3.7.2.1 Humidade relativa do ar

De forma idêntica à relação que foi estabelecida entre o teor de humidade e a acessibilidade de oxigénio até ao nível das armaduras (Figura 3.9), a quantidade de água disponível na solução porosa constitui um parâmetro crítico a nível da difusibilidade do  $CO_2$  e subsequente desenvolvimento da carbonatação [27] [31]. É de salientar que a velocidade de difusão do  $CO_2$  do exterior para o interior do betão é bastante superior na sua fase gasosa (poros repletos de ar e com pouca humidade) relativamente à sua velocidade nos poros com água (taxa de difusão do  $CO_2$  na água é aproximadamente  $10^4$  vezes inferior a taxa de difusão no ar) [51] [116] [144].

Deste modo, em ambientes secos, a carência de água na solução porosa possibilita a difusão do  $CO_2$  para as camadas internas do betão, com uma facilidade e velocidade superiores [116]. No entanto, as taxas de carbonatação são bastante reduzidas, já que para ocorrer a formação do  $Ca(CO_3)$ , é indispensável a pré-dissolução do  $CO_2$  sob a forma de ácido carbónico, por forma a reagir com o  $Ca(OH)_2$ . Por outro lado, em condições de saturação, os poros estão completamente preenchidos com água, o que favorece a dissolução do  $CO_2$  e conseqüente carbonatação do  $Ca(CO_3)$ . Contudo, a taxa de difusão do  $CO_2$  na água é bastante reduzida, o que se traduz numa velocidade de penetração no betão quase nula, com uma evolução muito lenta da frente de carbonatação [116] [119] [144]. Tendo em consideração que o mecanismo da carbonatação é exclusivamente possível na presença de humidade (necessária para a dissolução do  $CO_2$ ), a situação intermédia, em que os poros se encontram parcialmente preenchidos com água, é a que promove o máximo avanço da frente de carbonatação, devido à possibilidade de difusão do  $CO_2$  a velocidades elevadas [94] [116] [144]. Através da Figura 3.15 é possível verificar a influência da humidade relativa na difusibilidade do  $CO_2$  e na velocidade de carbonatação, a qual atinge valores máximos para humidades compreendidas entre 60 a 80% [116].

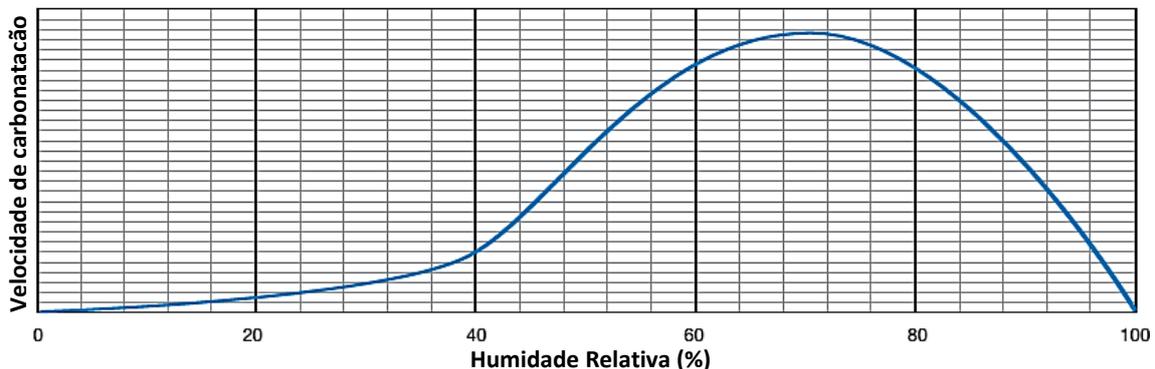


Figura 3.15 – Influência da humidade relativa na velocidade de carbonatação (adaptado de [144])

A profundidade de carbonatação em ambientes secos é superior relativamente aos ambientes ciclicamente húmidos e secos (Figura 3.16). Em termos temporais, a fase de molhagem é mais rápida que a de secagem, o que significa que a difusibilidade do  $CO_2$  para o interior do betão é restringida devido à permanência de água na solução porosa por mais tempo [21] [130].

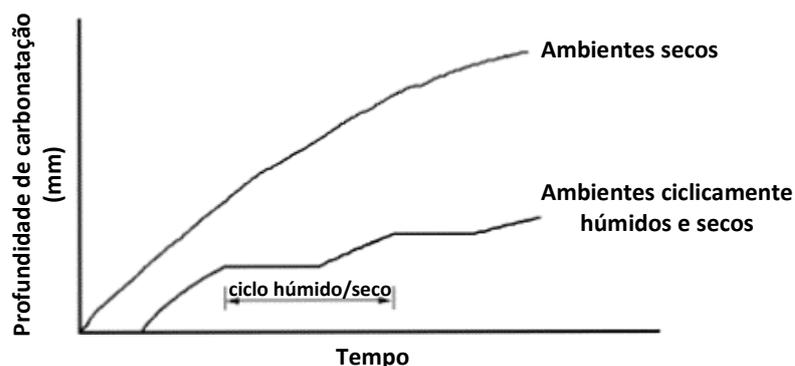


Figura 3.16- Influência dos ciclos de molhagem e secagem na taxa de carbonatação (adaptado de [149])

### 3.7.2.2 Razão água-cimento e dosagem de cimento

A razão água-cimento é uma das propriedades com efeito determinante na dimensão e conectividade da estrutura porosa do betão que, por sua vez, restringe a maior ou menor capacidade de difusão do  $CO_2$ . Deste modo, quanto maior for a razão água-cimento, maior será a permeabilidade, quantidade e tamanho dos poros no betão, que por sua vez se traduz numa maior difusibilidade do  $CO_2$ , com profundidades de carbonatação superiores (Figura 3.17) [116] [130]. No entanto, os benefícios provenientes da minimização da razão água-cimento estão igualmente dependentes da cura do betão, cuja correlação será abordada posteriormente.

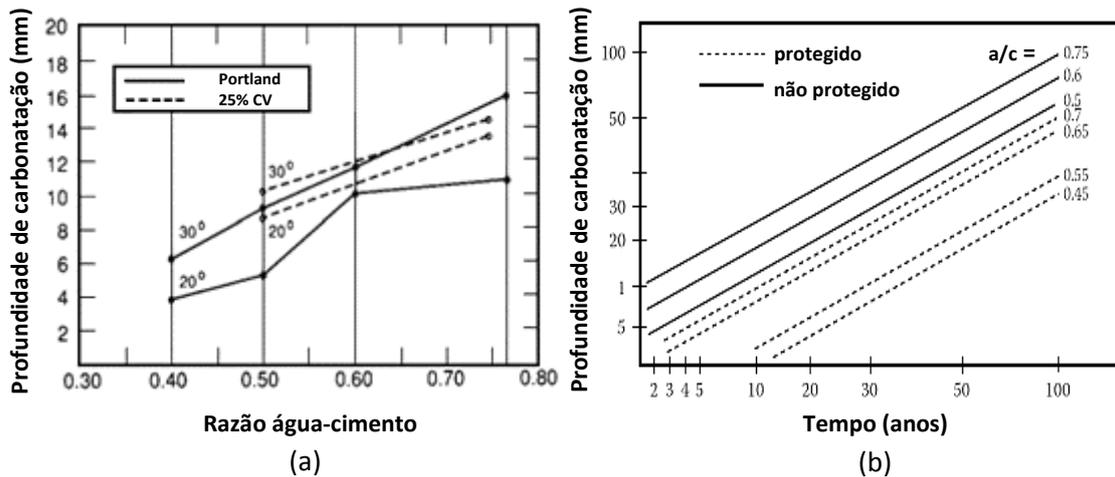


Figura 3.17 – Efeito da razão água-cimento, temperatura e adições na profundidade de carbonatação (a) (adaptado de [134]); Efeito da razão água-cimento e condições de exposição na profundidade de carbonatação (b) (adaptado de [155])

A dosagem de cimento representa igualmente um parâmetro condicionante da profundidade de carbonatação. A facilidade que o betão possui em fazer reagir o  $CO_2$  é proporcional ao seu grau de alcalinidade [21]. Tendo em consideração que o fenómeno da carbonatação desenvolve-se sob o consumo dos produtos alcalinos do betão, quanto maior for a dosagem de cimento, maior será o conteúdo disponível de  $Ca(OH)_2$  e conseqüentemente menor será a profundidade de carbonatação – Figura 3.18 (a) [28] [51]. A Figura 3.18 (b) comprova as afirmações evidenciadas, clarificando que a diminuição da razão água-cimento e o aumento da dosagem de ligante diminuem a velocidade de carbonatação.

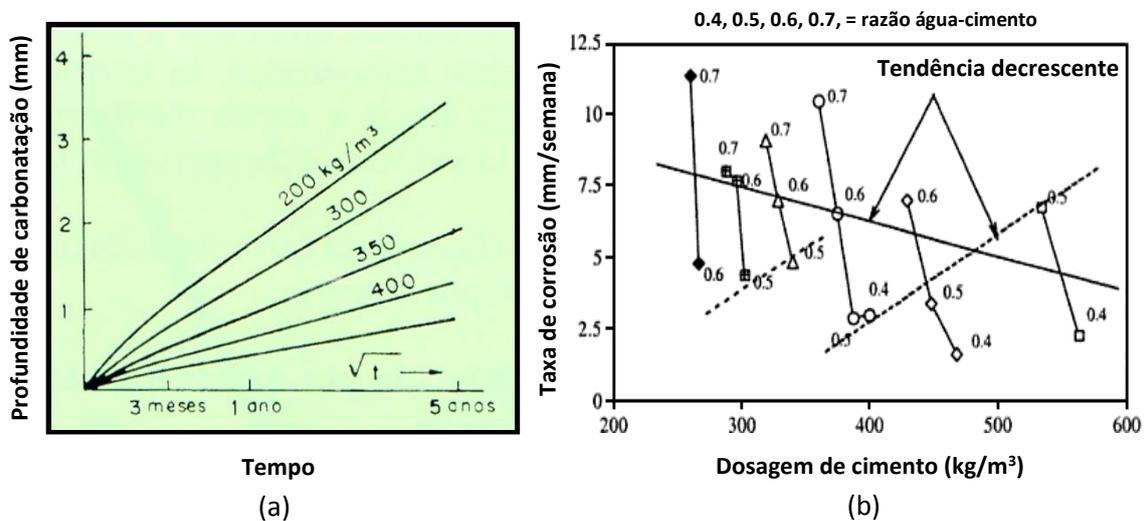


Figura 3.18 – Efeito da dosagem de cimento na profundidade de carbonatação (a) (adaptado de [27]); Efeito da razão água-cimento e dosagem de cimento na profundidade de carbonatação (b) (adaptado de [151])

### 3.7.2.3 Tipo de cimento

Para além da dosagem de cimento, a natureza e composição química do ligante constituem um fator influente na profundidade de carbonatação. Esta matéria é alvo de debate por parte de diversos autores, já que a introdução de adições na mistura cimentícia apresenta simultaneamente efeitos benéficos e prejudiciais, no que diz respeito ao mecanismo da carbonatação [51] [94].

Em conformidade com *Carmen Andrade [et. al]*, o tipo de cimento condiciona a quantidade de reservas alcalinas do betão suscetíveis de reagir com o  $CO_2$ , após a sua difusão no sistema de poros cimentício (Tabela 3.2) [27]. Tendo em consideração que os cimentos com adições pozolânicas ou hidráulicas latentes possuem uma menor quantidade de produtos alcalinos (hidróxidos de cálcio, sódio e potássio), a sua reatividade com o  $CO_2$  é superior, o que se traduz num aumento da velocidade de carbonatação [27] [128]. Inversamente, o conteúdo de reservas alcalinas dos Cimentos Portland Normal é superior, pelo que estes são qualificados como os cimentos mais resistentes à carbonatação [21] [51].

*Arlindo Gonçalves* comprova a veracidade destas afirmações, referindo que a adição de materiais pozolânicos provoca uma redução no pH da solução do betão, favorecendo a carbonatação, o que significa que o prosseguimento das reações de hidratação destes minerais com os constituintes do cimento, aliado ao seu teor inferior de  $Ca(OH)_2$ , provoca a diminuição da quantidade necessária de  $CO_2$  para induzir a carbonatação completa do betão [130] [152].

Por outro lado, os cimentos com adições proporcionam a modificação da estrutura porosa do betão, devido a formação de produtos de hidratação bastante finos. Este fenómeno ocorre devido à sua combinação com o  $Ca(OH)_2$ , formando uma quantidade adicional de silicato de cálcio hidratado ( $CSH$ ) que potencia o refinamento do sistema de poros, reduzindo a sua conectividade e distribuição, o que se traduz numa maior resistência do betão à difusibilidade do  $CO_2$  [141] [152]. No entanto, segundo *M. Collepari [et. al]*, é de extrema dificuldade quantificar se os resultados benéficos inerentes à redução da porosidade do betão se sobrepõem à menor quantidade de  $Ca(OH)_2$ , que origina um incremento considerável na evolução da carbonatação [21] [110] [152].

Através de um estudo realizado acerca da influência da incorporação de adições na velocidade de carbonatação, foi possível concluir que a sua substituição pelo Cimento Portland Normal aumenta significativamente este parâmetro, excetuando os casos em que a quantidade de adições introduzida é reduzida [152].

Os tipos de cimentos utilizados nesta investigação são dispostos na Tabela 3.2, através da qual é possível comprovar que as reservas alcalinas dos cimentos com adições são inferiores às do Cimento Portland Normal. É de importância salientar que foram utilizadas também adições de filer calcário (adição tipo I), com o intuito de comparar a influência de uma adição mineral ao Cimento Portland Normal, que não possuísse características pozolânicas (adição tipo II) [152].

Tabela 3.2 – Quantidade de CaO (%) em diversos tipos de cimento (adaptado de [152])

Composição	Cimento Portland Normal	Cimento Portland com:		
		Filer calcário	Cinzas volantes	Escória granulada de alto-forno
CaO (%)	64,6	55,8	3,1	38,9

Para obtenção dos resultados no referido estudo foram utilizadas várias razões água-cimento, a partir das quais foi possível comprovar o raciocínio já evidenciado acerca da sua influência na carbonatação. De facto, para qualquer tipo de cimento utilizado, o aumento da razão água-cimento induz uma maior velocidade de carbonatação [152].

O parâmetro utilizado para quantificar esta variação de velocidade foi o coeficiente de carbonatação ( $K$ ), apresentado na Equação 3.3. De um modo geral e através das Figuras 3.19 e 3.20, é possível concluir que o Cimento Portland Normal é mais resistente à difusibilidade do  $CO_2$  que os diversos tipos de cimento com adições. Com o recurso ao parâmetro  $K$  e para uma determinada razão água-cimento, é possível observar que, na eventualidade de ser utilizada uma pequena percentagem de adições, não subsiste uma grande discrepância na velocidade de carbonatação comparativamente ao Cimento Portland Normal [152]. À medida que diminui a quantidade de adições minerais aumenta a quantidade de Cimento Portland Normal, o que se traduz numa maior quantidade de  $Ca(OH)_2$  a ser consumida pelo  $CO_2$  e consecutivamente numa menor taxa de carbonatação [153].

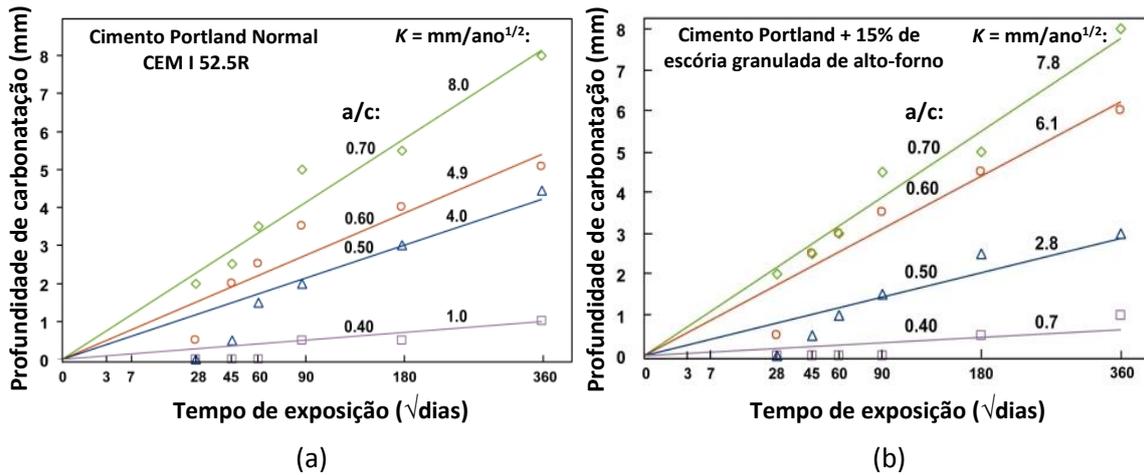


Figura 3.19 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com Cimento Portland Normal – CEM I 52.5R (a) (adaptado de [152]); Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 15% de escória granulada de alto-forno (b) (adaptado de [152])

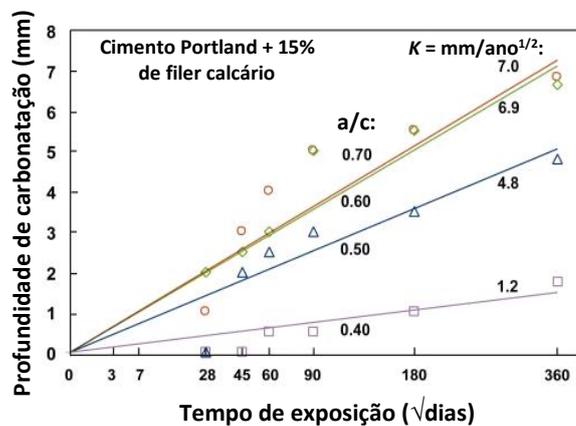


Figura 3.20 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 15% de filler calcário (adaptado de [152])

Tendo em consideração os valores idênticos de  $K$  para uma determinada razão água-cimento, aliado ao facto de a introdução de adições em baixas quantidades não provocar um incremento significativo na velocidade de carbonatação, é presumível inferir que esta semelhança de desempenho também se fundamente no efeito benéfico das adições, relativamente ao refinamento da estrutura porosa do betão. Por outro lado, a adição de quantidades superiores (> 15%) de minerais pozzolânicos (cinzas volantes), hidráulicos latentes (escória granulada de alto-forno) e/ou quase inertes (filer calcário) produz um aumento notável na velocidade de carbonatação, facto que é suscetível de análise nas Figuras 3.21 e 3.22 [152].

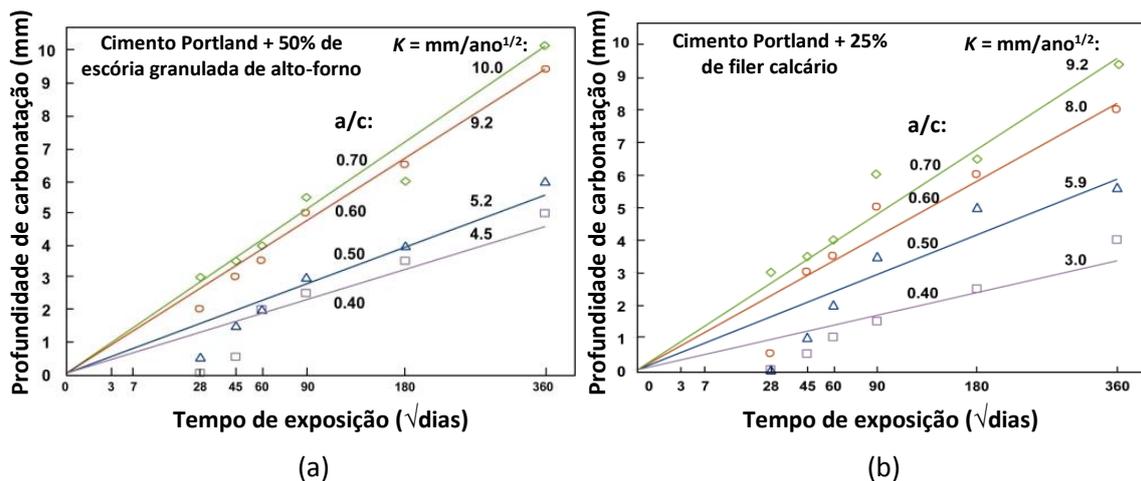


Figura 3.21 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 50% de escória granulada de alto-forno (a) (adaptado de [152]); Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 25% de filer calcário (b) (adaptado de [152])

Desta forma, aquando da seleção do valor de 0,6 para a razão água-cimento, o Cimento Portland Normal – Figura 3.19 (a) – usufrui de uma taxa de carbonatação de  $4,9 \text{ mm/ano}^{1/2}$ . Para esta mesma razão água-cimento, as adições de 50% de escória granulada de alto-forno – Figura 3.21 (a) – e de 25% de filer calcário – Figura 3.21 (b) – exibem os valores de  $K = 9,2 \text{ mm/ano}^{1/2}$  e  $K = 8,1 \text{ mm/ano}^{1/2}$ , o que demonstra o menor desempenho da incorporação de quantidades elevadas destas adições, relativamente ao Cimento Portland Normal.

Inclusivamente, é possível estabelecer uma comparação entre os dois últimos valores de  $K$  com os valores das adições de 15% de escória granulada de alto-forno e/ou filer calcário, respetivamente  $K = 6,1 \text{ mm/ano}^{1/2}$  e/ou  $K = 6,9 \text{ mm/ano}^{1/2}$ .

Segundo o mesmo raciocínio e para a razão água-cimento fixada previamente, a incorporação de 25% de cinzas volantes na pasta cimentícia provoca um aumento na velocidade de carbonatação, que se traduz no seu valor de  $K = 8 \text{ mm/ano}^{1/2}$ , igualmente superior ao do Cimento Portland Normal e da introdução de adições em baixas proporções no betão [152].

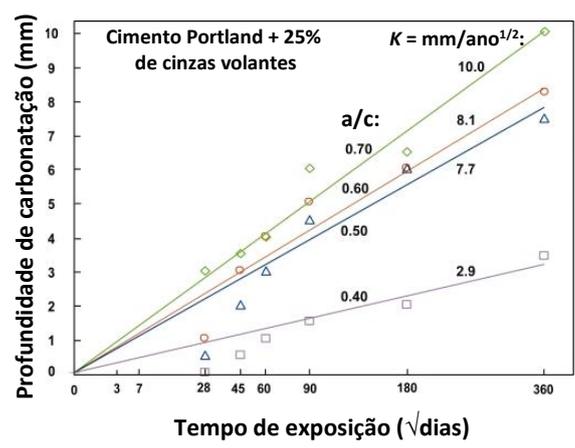


Figura 3.22 – Velocidade de carbonatação em função da razão água-cimento para betões com adições de 25% de cinzas volantes (adaptado de [152])

Segundo *Manuela Salta*, a incorporação de adições de sílica de fumo na mistura cimentícia não produz nenhuma alteração expressiva no desempenho destes cimentos compostos à difusibilidade do  $CO_2$ , excetuando os casos onde a resistência à compressão é reduzida, o que permite deduzir que as exigências em termos de uma adequada razão água-cimento e períodos de cura apropriados sobrepõem-se aos restantes fatores implícitos nesta matéria [94].

### 3.7.2.4 Período de cura

Apesar da influência dos vários critérios referidos (humidade, temperatura, tipo e dosagem de cimento, bem como a percentagem de adições) na velocidade e profundidade de carbonatação, em conformidade com ZongJin Li [et. al], a razão água-cimento e o período de cura constituem os fatores de maior preponderância, já que melhoram substancialmente a resistência à evolução da carbonatação, como se pode observar nas Figuras 3.23 e 3.24 [154].

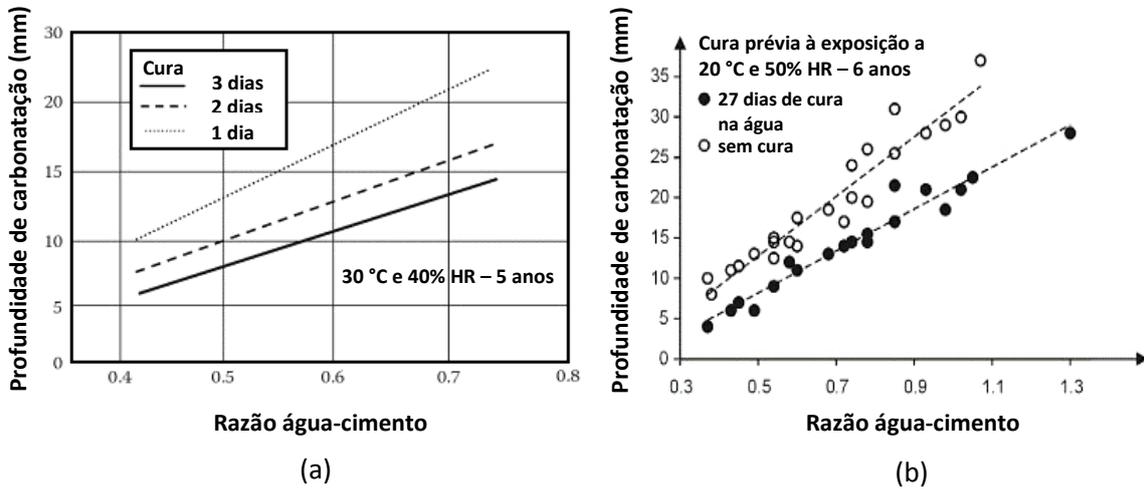


Figura 3.23 – Efeito da razão água-cimento e período de cura na profundidade de carbonatação (a) e (b) (adaptados de [155] e [21] [94] [150] respetivamente)

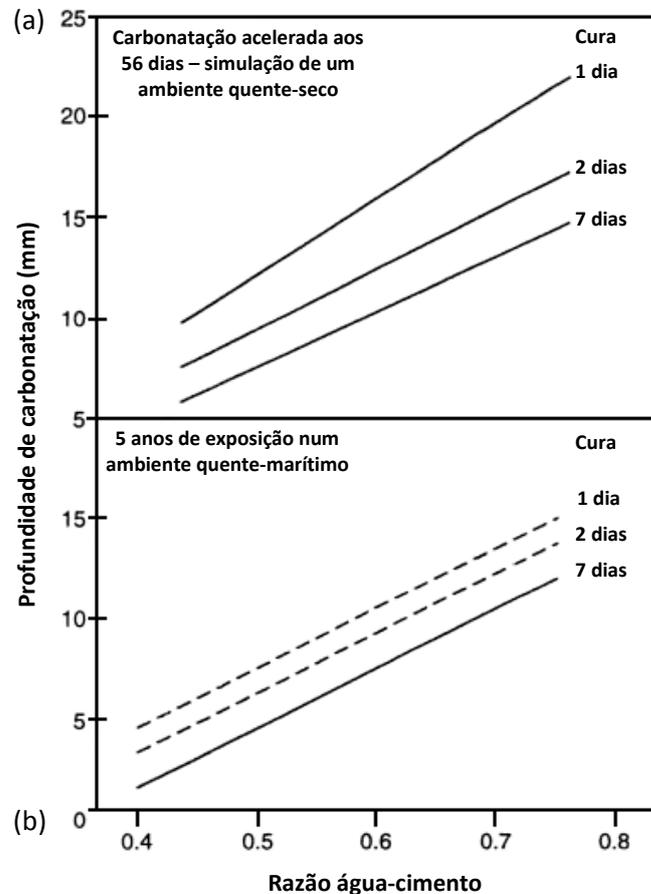


Figura 3.24 – Efeito da razão água-cimento e período de cura húmido na profundidade de carbonatação em betões expostos: a um ambiente quente-seco de carbonatação acelerada – 30 °C e HR 40% (a); 5 anos num ambiente quente-marítimo no Mediterrâneo Oriental – Israel (b); (adaptado de [146])

O período de cura detém uma ação influente na tentativa de reduzir a difusibilidade do  $CO_2$  no sistema de poros do betão. Quanto maior for o respetivo período e mais eficiente for o método de cura aplicado, o grau de hidratação da pasta cimentícia será inevitavelmente superior, com subsequente redução da permeabilidade, o que se traduz numa menor velocidade e profundidade de carbonatação [28] [110] [116]. Segundo *Luca Bertolini [et. al]* e *Manuela Salta*, é de extrema relevância evidenciar que a prática de um incorreto processo de cura poderá reduzir a permeabilidade do betão de recobrimento, já que esta camada superficial é a zona mais suscetível à evaporação [21] [94]. Inclusivamente, o prolongamento da fase de cura inicial detém uma influência decisiva na redução das espessuras de carbonatação a longo prazo, particularmente quando se utilizam cimentos com adições [31] [153].

Quando se aplicam insuficientes períodos de cura (curtos), a incorporação de adições pozolânicas na mistura cimentícia provoca um incremento na profundidade de carbonatação devido à interrupção das reações de hidratação, o que se reflete numa maior porosidade e consequente submissão à acessibilidade do  $CO_2$  no sistema de poros do betão [130]. De acordo com *ZongJin Li [et. al]*, a baixa quantidade de reservas alcalinas dos cimentos compostos proporciona um consumo acelerado do  $CO_2$ , situação que pode ser atenuada através da minimização da dimensão e conectividade do sistema de poros, na qual a cura constitui um fator determinante [154]. A combinação destes raciocínios é exposta nas Figuras 3.25 e 3.26, as quais relacionam o decréscimo da profundidade de carbonatação em função do período de cura. Nas Figuras 3.25 e 3.26 (a) é relevante evidenciar o menor efeito do período de cura no Cimento Portland Normal, o qual possui um desempenho superior aos cimentos com adições.

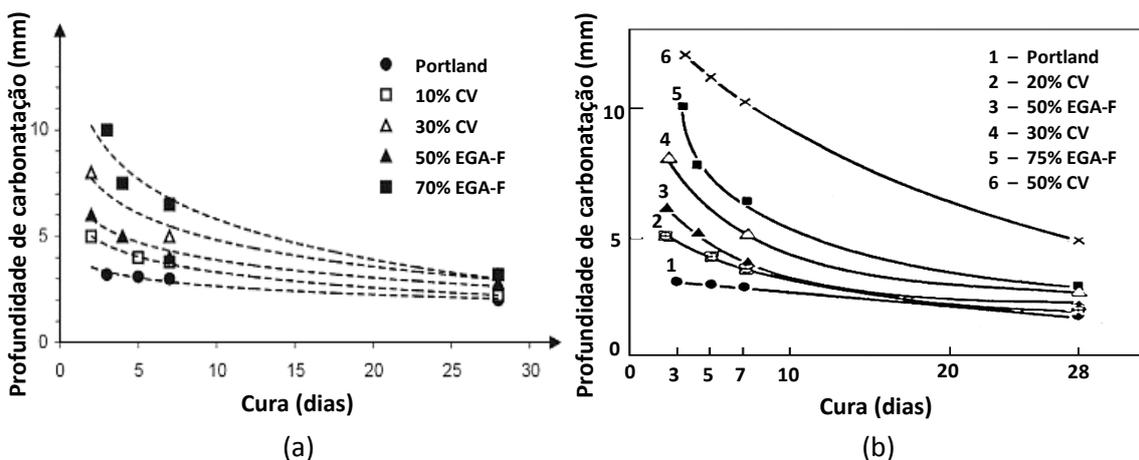


Figura 3.25 – Influência do período de cura na profundidade de carbonatação em diferentes tipos de cimento (a) e (b) (adaptados de [164] e [150] respetivamente)

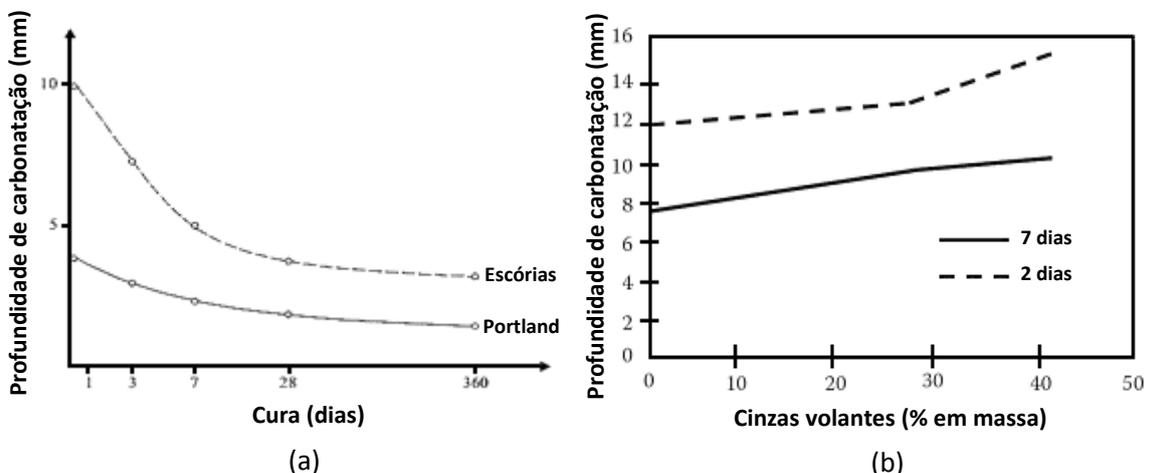


Figura 3.26 – Efeito do período de cura na profundidade de carbonatação (a) e (b) (adaptados de [94] e [155] respetivamente)

### 3.7.2.5 Resistência à compressão

De acordo com *Manuela Salta, Thomas Telford e Michel A. Lacasse [et. al]*, outra propriedade interdependente que constitui uma boa estimativa à evolução da carbonatação é a resistência à compressão do betão, devido à sua grande influência na minimização da difusibilidade do  $CO_2$  no sistema de poros, para o qual contribuem uma reduzida razão água-cimento (tal como um adequado processo de compactação) – Figura 3.27 (a), uma elevada dosagem de cimento e períodos de cura apropriados [72] [93] [94] [151]. Fundamentalmente, o aumento da resistência à compressão do betão provoca uma diminuição significativa da velocidade de carbonatação, facto que pode ser comprovado através da Figura 3.27 (b). (Na realização deste estudo foi obtido um coeficiente de determinação  $r^2 = 0,823$ . Este coeficiente exprime o modo de dispersão dos resultados e encontra-se bastante próximo da unidade, o que significa que o modelo estatístico utilizado é bastante coerente, isto é, encontra-se em conformidade com as amostras) [151].

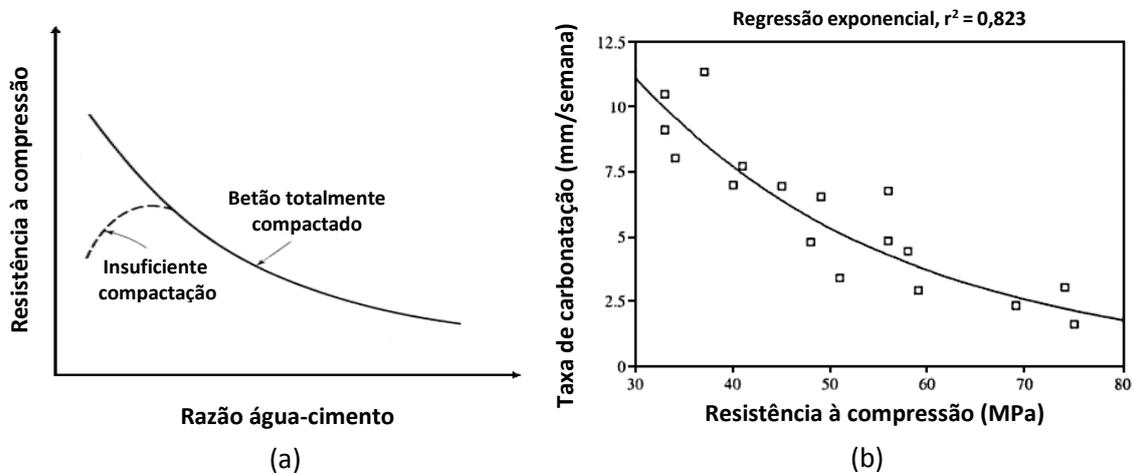


Figura 3.27 – Relação entre a resistência à compressão e a razão água-cimento (a) (adaptado de [165]); Dependência da taxa de carbonatação na resistência à compressão em cubos (b) (adaptado de [151])

Da mesma forma e no que diz respeito às características físicas do betão, o aumento da resistência à compressão do betão induz uma diminuição na profundidade de carbonatação – Figura 3.28 (a). Na Figura 3.28 (b) aplica-se o mesmo raciocínio, embora seja possível constatar a influência do tempo de serviço de uma estrutura na evolução da carbonatação.

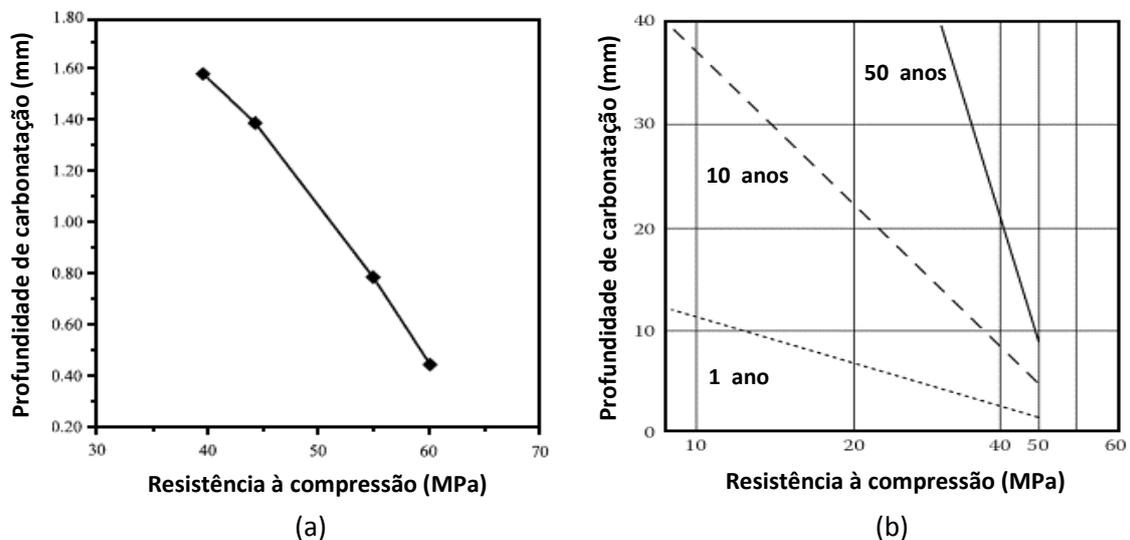


Figura 3.28 – Efeito da resistência à compressão na profundidade de carbonatação a diferentes idades (a) (adaptado de [155]); Relação entre a profundidade de carbonatação e a resistência à compressão (b) (adaptado de [157])

Como foi referido previamente, a carbonatação potencia um ligeiro aumento na resistência à compressão do betão [157]. De baixa solubilidade e de maior volume que o hidróxido de cálcio, o  $Ca(CO_3)$  preenche os poros capilares diminuindo a sua dimensão e conectividade [2] [94] [157]. Este raciocínio é evidenciado na Figura 3.29, na qual é possível observar que os betões carbonatados (cuja designação envolve a letra C previamente à descrição da mistura) usufruem, embora se trate de um pequeno incremento, de uma maior resistência à compressão que os betões não carbonatados aos 7, 14 e 28 dias respetivamente [157].

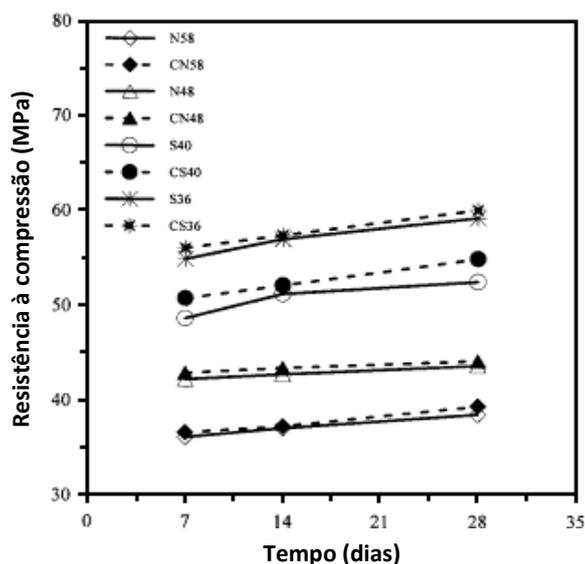


Figura 3.29 – Influência da carbonatação na resistência à compressão aos 7, 14 e 28 dias (adaptado de [157])

O mecanismo da carbonatação e a resistência à compressão estão interligados, já que ambos provocam alterações na estrutura porosa da pasta cimentícia. Inversamente, o tamanho e a distribuição do sistema de poros capilares influencia qualquer um destes fatores [152] [157]. No entanto, *M. Collepardi [et. al]* salienta que a relevância da ponderação da resistência à compressão se sobrepõe à análise da razão água-cimento de uma determinada matriz cimentícia [152]. De acordo com *Arlindo Gonçalves*, à medida que aumenta a resistência à compressão, o desempenho do Cimento Portland Normal e dos cimentos compostos face às profundidades de carbonatação tende a equilibrar-se, devido ao evidente decréscimo da razão água-cimento (Figura 3.30) [130]. Através de uma investigação realizada neste âmbito e após à determinação das resistências à compressão aos 28 dias de vários cimentos com e sem adições (de valores compreendidos no intervalo de 40 a 45 MPa), *M. Collepardi [et. al]* constatou uma uniformidade das profundidades de carbonatação a médio e longo prazo [152].

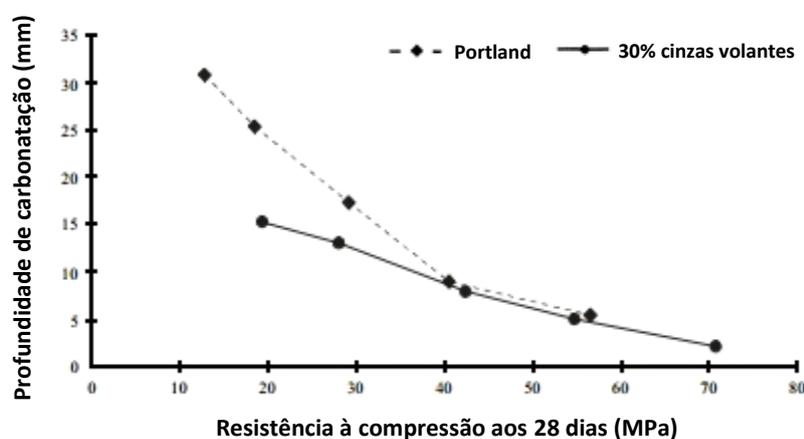


Figura 3.30 – Influência da resistência à compressão na profundidade de carbonatação (adaptado de [127])

## 3.8 Ação dos cloretos

### 3.8.1 Reações e mecanismo de ocorrência

A presença de cloretos no betão pode ser proveniente da adição de adjuvantes, como por exemplo aceleradores de presa que contêm cloreto de cálcio ( $CaCl_2$ ), impurezas nas águas de amassadura (não é admissível a utilização de água do mar) e de agregados contaminados, ou seja, agregados que não foram adequadamente lavados aquando a sua extração [28] [94] [120] [124]. Por outro lado, em oposição à sua incorporação na massa do betão, os cloretos podem igualmente ser introduzidos por exposição natural, através do contacto com ambientes marítimos (zonas de rebentação, salpicos ou por submersão permanente) ou por processos industriais, como é o caso da aplicação de sais de degelo em tabuleiros de pontes ou em estradas e ainda a utilização de químicos em determinados tipos de estruturas (tanques de água salgada, salinas e aquários) [27] [28] [94] [124].

A inclusão de cloretos no betão sem armaduras embebidas não apresenta efeitos negativos, já que estes não induzem reações desfavoráveis com os seus constituintes. Em contrapartida, no betão armado, a sua contaminação desencadeia o mecanismo da corrosão das armaduras para teores superiores a um determinado limite crítico [2] [120]. Apesar da incorporação de cloretos no betão durante o processo de fabrico constituir um fator alarmante, já que um baixo teor de cloretos é suscetível de se amplificar rapidamente através do contacto com um ambiente de elevadas concentrações, é em ambiente marítimo que surge a maioria das áreas afetadas, que se intensificam particularmente nas zonas de maré (Figura 3.31) [19] [28].



Figura 3.31 – Ilustração da intensidade de corrosão em diferentes zonas em ambiente marítimo [19]

Tendo em ponderação a maior agressividade dos cloretos provenientes do exterior, *Carmen Andrade [et. al]* evidencia nesta conjuntura três fatores alvo de especial consideração [27]:

- o intervalo de tempo necessário para atingirem o nível das armaduras (dependente da qualidade do betão, espessura do recobrimento e outros fatores intrínsecos);
- o limite crítico de concentração que provoca a despassivação das armaduras (definido na normalização, no qual já é implícito um coeficiente de segurança devido aos riscos inerentes);
- a intensidade da velocidade de corrosão, uma vez desencadeado este fenómeno.

A velocidade de corrosão num ambiente contaminado por cloretos varia entre 50 a 500  $\mu\text{m}/\text{ano}$  [77].

A sua forma e mecanismo de atuação é do tipo localizado (Figura 3.32), em que os ataques são direcionados a áreas limitadas (*pits*) e os principais efeitos inerentes são a deterioração das armaduras, com redução da secção e perda de ductibilidade dos varões [123]. Associada à desproporcionalidade de áreas entre as regiões anódica e catódica, a densidade de corrente anódica é bastante superior devido aos ataques pontuais de área ínfima, acompanhada de uma dissolução acentuada que irá conduzir à diminuição da resistência à tração do aço, com efeitos irrecuperáveis a nível de resistência estrutural [2] [117]. De outra forma, em função do maior volume dos produtos de corrosão, a sua acumulação ao nível das armaduras origina forças de tensão internas, que provocam fissuras e delaminação das camadas por expansão [2]. No entanto, quando a contaminação por cloretos atinge valores exorbitantes (ou devido ao decréscimo do pH por ação do  $CO_2$ ), a película de passivação pode ser destruída em áreas amplas, promovendo um tipo de corrosão que será do tipo uniforme [21] [27] [77].

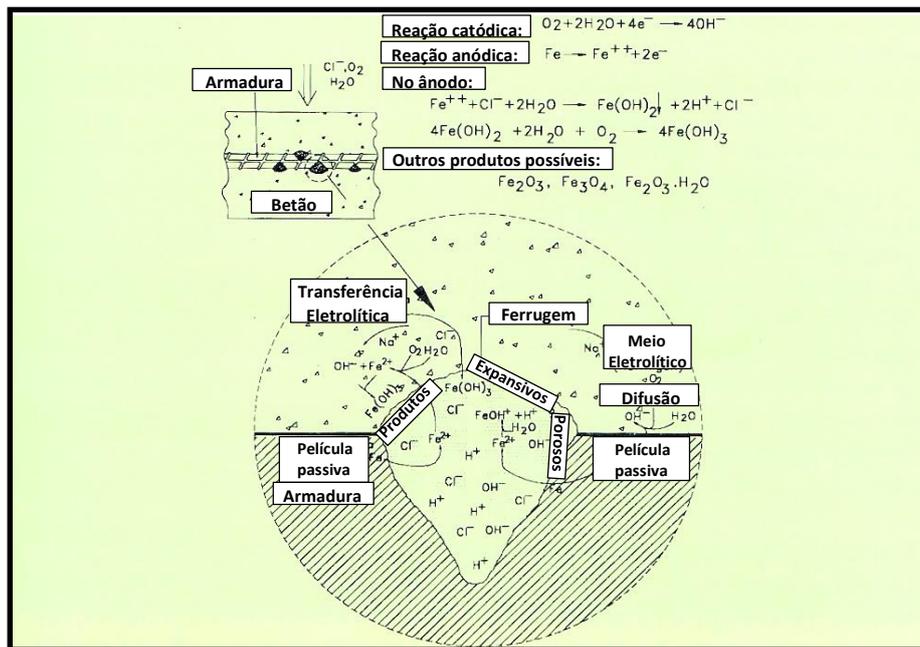


Figura 3.32 – Mecanismo e forma de atuação da corrosão das armaduras por picadas (adaptado de [27])

O mecanismo e propagação da corrosão por picadas é autocatalítico – Reações 3.12 a 3.17. Com efeito, os íões  $Cl^-$  não são consumidos no processo corrosivo, pelo que estimulam a sua continuidade. O alcance dos cloretos ao nível das armaduras potencia a dissolução do  $Fe_2O_3$  e a produção de  $FeCl_2$ . Sucessivamente, o cloreto de ferro consome os íões  $OH^-$  provenientes da Reação 3.2 (decréscimo da alcalinidade), potenciando a formação suplementar de íões  $Cl^-$ , produtos de corrosão ( $Fe(OH)_2$ ) e a oxidação do hidróxido de ferro (II) a oxi-hidróxido de ferro (III). Associado ao excesso de carga positiva resultante da dissolução metálica ( $Fe^{2+}$ ), gera-se um aumento da concentração de  $Cl^-$  na área anódica (preservação da electroneutralidade), promovendo um novo ataque aos  $Fe_2O_3$  resultantes da despassivação, a produção de  $FeCl_2$  e a sua difusão para a zona catódica, originando mais produtos de corrosão [5] [117] [120] [247].

<b>Dissolução do óxido de ferro</b>	$2Fe_2O_3 \rightarrow 4Fe^{2+} + 3O_2 + 8e^-$	Reação 3.12
<b>Formação de cloreto de ferro</b>	$4Fe^{2+} + 2Cl^- \rightarrow FeCl_{2(aq)}$	Reação 3.13
<b>Consumo dos íões hidróxido</b>	$FeCl_{2(aq)} + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_{2(s)} + 2Cl^-$	Reação 3.14
<b>Oxidação do Fe (II) a Fe (III)</b>	$4FeCl_{2(aq)} + O_2 + 6H_2O \rightarrow 4FeOOH + 8HCl_{(aq)}$	Reação 3.15
<b>Dissolução do óxido de ferro</b>	$2Fe_2O_3 + 4OH^- \rightarrow 4HFeO_2^- + O_2$	Reação 3.16
<b>Dissolução de ferro</b>	$Fe + 2H_2O \rightarrow HFeO_2^- + 3H^+ + 2e^-$	Reação 3.17

### 3.8.2 Mecanismos de transporte e influência das condições de exposição

A habilidade e/ou capacidade de penetração e movimentação do oxigênio (e igualmente do dióxido de carbono), da água e seus agentes dissolvidos (cloretos), do ambiente exterior para a rede capilar contínua do betão, resulta da combinação de vários mecanismos de transporte que são dependentes [72] [94]:

- das condições de exposição (alternância entre ciclos de secagem e molhagem, condições de imersão, vento, altitude e distância em relação ao mar, pH, temperatura e *HR*);
- características do betão (idade do betão, agregados, presença de fissuras, porosidade e permeabilidade, razão água-cimento, natureza e dosagem de ligante).

Relativamente aos mecanismos de transporte, estes podem processar-se por:

- **sucção ou absorção capilar** – corresponde ao mecanismo de transporte da água e dos seus iões constituintes para a estrutura porosa, devido a tensões capilares que derivam do gradiente de pressão gerado entre as superfícies de água no exterior e no interior da estrutura porosa. Este mecanismo de transporte da água por capilaridade sucede maioritariamente quanto a estrutura se encontra submetida a ciclos de molhagem e secagem, ou seja, zonas de rebentação e marés (não ocorre em meios saturados), sendo fortemente influenciado pelas dimensões da rede capilar contínua do betão (porosidade aberta) [31] [72] [117] [125];

- **permeação** – corresponde ao caudal escoado através do sistema poroso por gradiente de pressão (condições de saturação) ou por gradiente hidráulico (condições submersas) [72] [117]. Este processo de transporte de líquidos e/ou gases tem especial relevância em estruturas permanentemente submersas submetidas a elevadas pressões hidrostáticas [125];

- **difusão** – corresponde ao mecanismo de penetração iónica gerado por gradiente de concentração na ausência de gradientes de pressão hidráulica, que pode ter origem num gradiente de potencial químico, temperatura ou humidade, cuja máxima intensidade se verifica em condições de saturação [72] [117] [135]. Este mecanismo de transporte é o de maior atividade na penetração de cloretos (apesar de ser também associado à carbonatação) e a sua concretização está essencialmente dependente da presença de uma rede capilar contínua no betão [117] [125];

- **electromigração** – correspondente à movimentação iónica (iões cloreto) gerada pela corrente elétrica proveniente das diferenças de potencial elétrico num processo eletroquímico ou resultante da ação de campos elétricos externos [94] [120] [128].

Os mecanismos descritos anteriormente podem ocorrer de forma individual, simultânea ou sequencial, apesar de não se processarem em condições ambientais idênticas [31] [125]. Os mecanismos predominantes em condições de saturação (zonas submersas, de rebentação ou marés) são a difusão e permeação. Em condições não saturadas (zonas submetidas a ciclos de molhagem e secagem), o processo de transporte iónico processa-se à superfície por sucção capilar e sucessivamente por gradiente de concentração (difusão) no interior dos capilares [126].

Os mecanismos de transporte dos cloretos numa estrutura de betão armado são ilustrados de uma forma esquemática na Figura 3.33. É de importância salientar que os mecanismos de maior influência no transporte de cloretos em ambiente marítimo são *a difusão pura no betão saturado de água e a absorção/desorção devido aos ciclos diários de secagem e molhagem* [94].

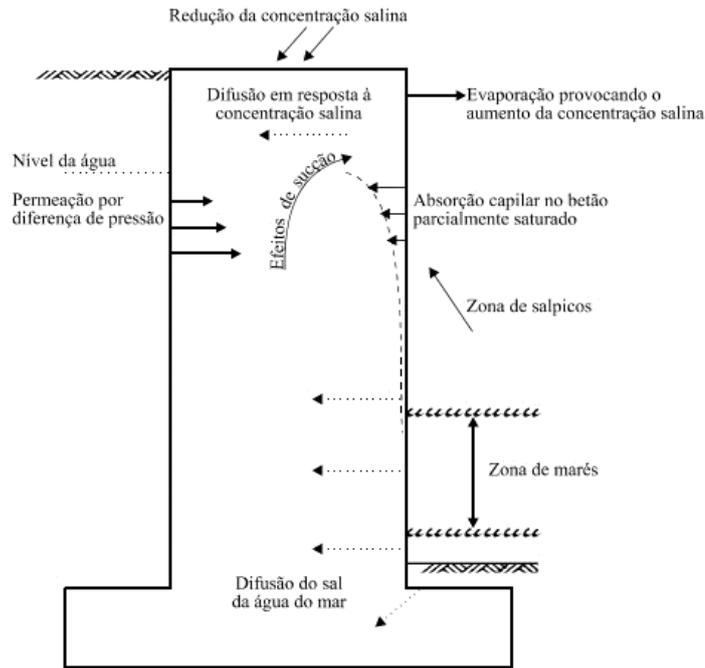


Figura 3.33 – Mecanismos de transporte dos cloretos numa estrutura de betão armado em ambiente marítimo [94] [127]

Para betões razoavelmente compactos (baixa permeabilidade e sem fissuras), o processo de transporte de maior influência é a difusão. Por outro lado, quando o betão é de baixa qualidade (maior permeabilidade), o processo de transporte de maior preponderância é a sucção capilar (absorção) [72] [94] [120]. Um fator influente na ação conjunta destes dois mecanismos é a exposição a períodos intercalados de secagem e molhagem de água contaminada com cloretos.

No período de secagem, a evaporação da água proporciona a permanência dos cloretos por absorção nos poros – Figura 3.33 (*Evaporação provocando o aumento da concentração salina*) [72] [94] [125]. No processo de molhagem, os cloretos continuam a ser absorvidos e dissolvem-se na água juntamente com os que se apresentam sob a forma cristalina, ingressando alguns deles para o betão por difusão – Figura 3.33 (*Difusão em resposta à concentração salina*). De acordo com a sucessão destes ciclos, o persistente contacto da água faz aumentar a concentração de cloretos na superfície dos poros, o qual intensifica o processo de difusão dos iões absorvidos e ainda não difundidos [72] [94] [125]. Como é possível observar na Figura 3.34, verifica-se uma clara distinção na penetração de cloretos sob influência da variação de humidade (condições de imersão e condições aéreas) [72] [94].

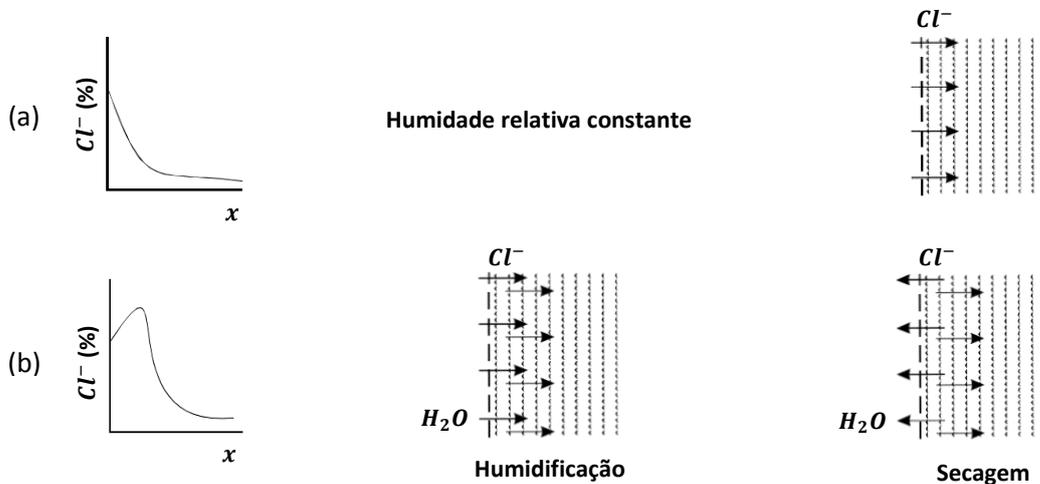


Figura 3.34 - Influência da humidade na penetração de cloretos em condições: submersas (a); aéreas (b) [94]

Verifica-se também que a direção dos ventos é um critério que manipula a quantidade de cloretos introduzidos no betão. As áreas que apresentam maior frequência e exposição aos ventos são por consequência as que se encontram em contacto maioritário com as chuvas, que provocam a lavagem superficial do betão com a dispersão dos iões agressivos para o exterior, devido ao fenómeno da lixiviação (extração de substâncias em elementos sólidos através da sua dissolução num líquido) [72] [94].

A altura do elemento estrutural e o seu posicionamento relativo ao nível do mar constitui igualmente um fator que influencia a penetração de cloretos no betão [4] [21] [72].

Como se pode observar na Figura 3.35, as maiores concentrações de cloretos à superfície (baixa profundidade de penetração) correspondem às altitudes mais elevadas (entre 6 a 10 m), nas quais predominam os efeitos de evaporação da água devido à variação de humidade (ciclos alternados de molhagem e secagem), que associados a uma fácil acessibilidade de oxigénio, tornam esta área das estruturas de elevado risco corrosivo [21] [130]. Como foi referido previamente, nestas zonas (condições não saturadas), o mecanismo de transporte predominante é a sucção capilar à superfície do betão e consecutivamente por difusão nas camadas interiores até ao nível das armaduras [126].

Para altitudes inferiores, a difusibilidade dos iões cloreto ocorre a uma velocidade muito superior, já que a estrutura se encontra mais próxima do nível do mar, em persistente contacto com a água e com uma maior concentração de cloretos. Nestas condições, o betão encontra-se mais húmido, o que significa que os mecanismos de transporte processam-se mais rapidamente (difusão) e com uma penetração mais profunda. Através da Figura 3.35 é possível observar que a máxima profundidade de penetração de cloretos numa estrutura marítima ocorre sensivelmente aos 2 m de altitude [21] [125] [126].

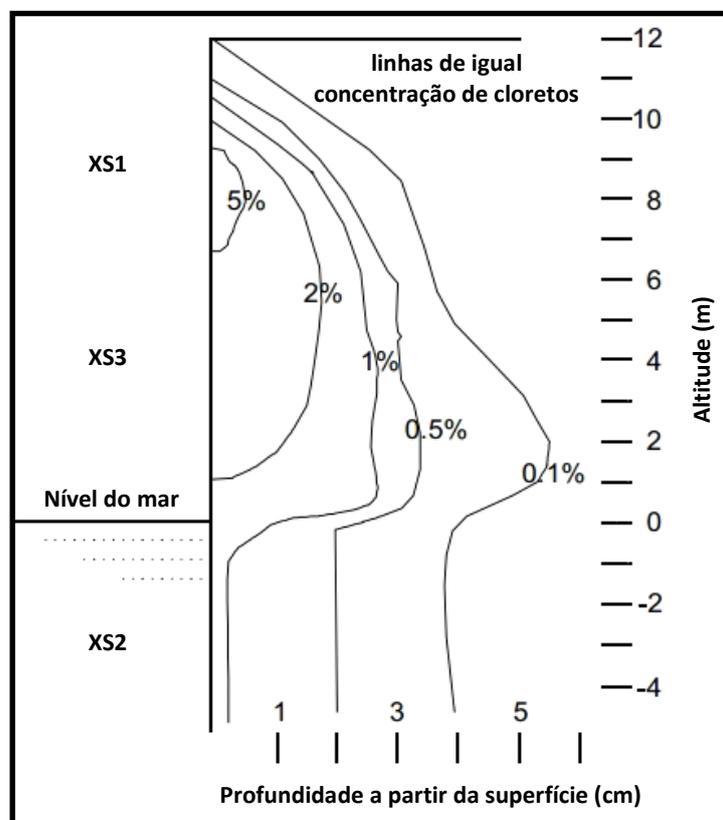


Figura 3.35 – Exemplificação da penetração de cloretos numa estrutura marítima em função de diferentes altitudes (Cimento Portland Normal; razão água-cimento = 0,5;  $C_3A$ = 10%) (adaptado de [127])

### 3.8.3 Limite crítico de cloretos

Após a sua incorporação durante o processo de fabrico do betão ou resultante do contacto com um ambiente contaminado, os cloretos podem subsistir na forma de cloretos livres (dissolvidos na solução aquosa), adsorvidos (por adsorção física à superfície dos poros) ou quimicamente ligados (adsorção química) – Figura 3.36 [72] [94]. Como resultado da adsorção química e tendo em consideração que o teor de cloretos livres é o principal interveniente na corrosão das armaduras, à medida que os iões  $Cl^-$  se combinam com a pasta cimentícia e em conjunto com o aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) formam-se cloroaluminatos (sal de *Friedel*), o que se traduz na redução da sua velocidade de penetração e conseqüentemente na diminuição da concentração de cloretos livres suscetíveis de se difundir na solução porosa [72] [94] [125].

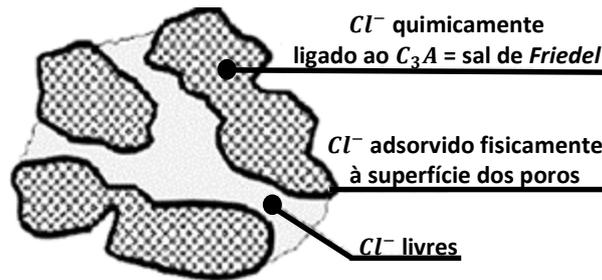


Figura 3.36 – Representação esquemática das três formas de cloretos no betão (adaptado de [106])

Quando o teor de cloretos livres na interface aço-betão excede um determinado limite desencadeia-se o fenómeno da corrosão [2]. O estabelecimento deste limite crítico é um aspeto de elevada controvérsia, já que é influenciado por vários fatores [21] [72] [94]. Exemplificando, o teor crítico de cloretos é variável com a alcalinidade do meio (diferentes tipos de cimento apresentam diferentes níveis de pH, que por sua vez representam notáveis alterações nas concentrações de  $OH^-$ ) e é diretamente proporcional ao pH do betão: quanto mais alcalino for o betão, maior será a quantidade necessária de cloretos para desencadear o processo [2] [21] [28]. A relação empírica que, de um modo geral, representa o risco de iniciação da corrosão por ação dos cloretos é apresentada seguidamente – Equação 3.4 [28] [94]. Apesar de este não ser um valor uniforme e/ou constante, à medida que o rácio entre a concentração de cloretos livres e iões hidróxido aumenta na solução porosa do betão, a taxa de corrosão irá aumentar inevitavelmente (Figura 3.37) [21].

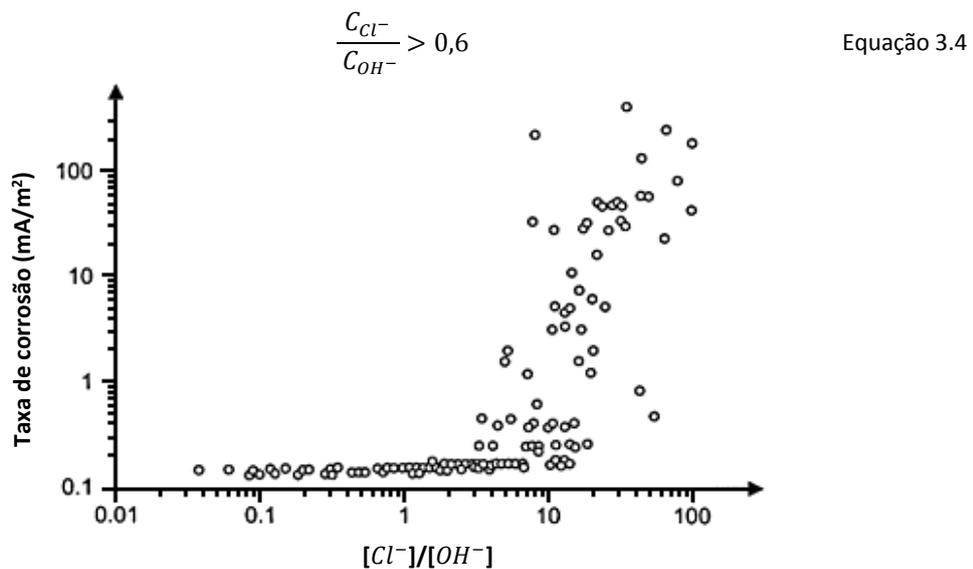


Figura 3.37 – Variação da concentração do rácio entre iões cloreto e iões hidróxido em função da taxa de corrosão (adaptado de [129])

Em conformidade com *John Broomfield* e *João Fernandes [et. al]*, a equação transcrita anteriormente corresponde num Cimento Portland Normal a uma concentração de cloretos de 0,4% da massa de cimento, se estes forem incorporados na massa de betão e 0,2%, se o processo de penetração for o de difusão [2] [28].

O limite crítico de cloretos não é um valor constante, devido à diversidade de variáveis intervenientes (tipo de cimento, razão água-cimento, estado de conservação dos varões, temperatura, profundidade de carbonatação e humidade). No entanto, a NP EN 206-1:2007 recomenda um valor máximo admissível do teor de cloretos para uma estrutura de betão armado, o qual é exibido na Tabela 4.19. A Figura 3.38 é representativa de alguns dos fatores que podem influenciar o limite crítico de cloretos. Primeiramente, é de importância salientar que à medida que a qualidade do betão aumenta, em termos de espessura do recobrimento e permeabilidade, maior será o teor crítico de cloretos para o início da corrosão. Tendo em consideração que o fenómeno da carbonatação provoca a despassivação das armaduras, são evidentemente necessários teores críticos de cloretos inferiores para o princípio da corrosão. Na eventualidade do teor de cloretos ser inferior ao limite crítico, o processo de corrosão não se desenvolve, já que estes detêm a capacidade de se ligar quimicamente aos constituintes da pasta cimentícia, quer seja por adsorção à superfície dos produtos de hidratação como o silicato de cálcio hidratado (*CSH*) ou por combinação com o  $C_3A$  formando os cloroaluminatos [21] [72] [94]. No entanto, existem outras circunstâncias particulares, em que apesar da concentração de  $Cl^-$  ser elevada e suficiente para desencadear o processo, a ausência de alguns componentes intervenientes nas reações eletroquímicas não o permitem. Com efeito, como é possível observar na Figura 3.38, em ambientes muito secos (*HR* cerca de 50%) a probabilidade de ocorrência de corrosão é baixa devido à falta de  $H_2O$ , que constitui um elemento indispensável para a concretização das reações eletroquímicas. Por outro lado, em condições de saturação total (*HR* cerca de 100%), a baixa acessibilidade de  $O_2$  é outro fator que constitui um obstáculo à iniciação da corrosão (contudo, se este se tornar presente, os fenómenos de ataque localizado irão principiar-se imediatamente) [28]. Da mesma forma, em betões impregnados com polímeros ou com outro tipo de revestimento, caso o  $O_2$  e a humidade não se encontrem presentes para alimentar as reações, o processo de corrosão é impedido [28].

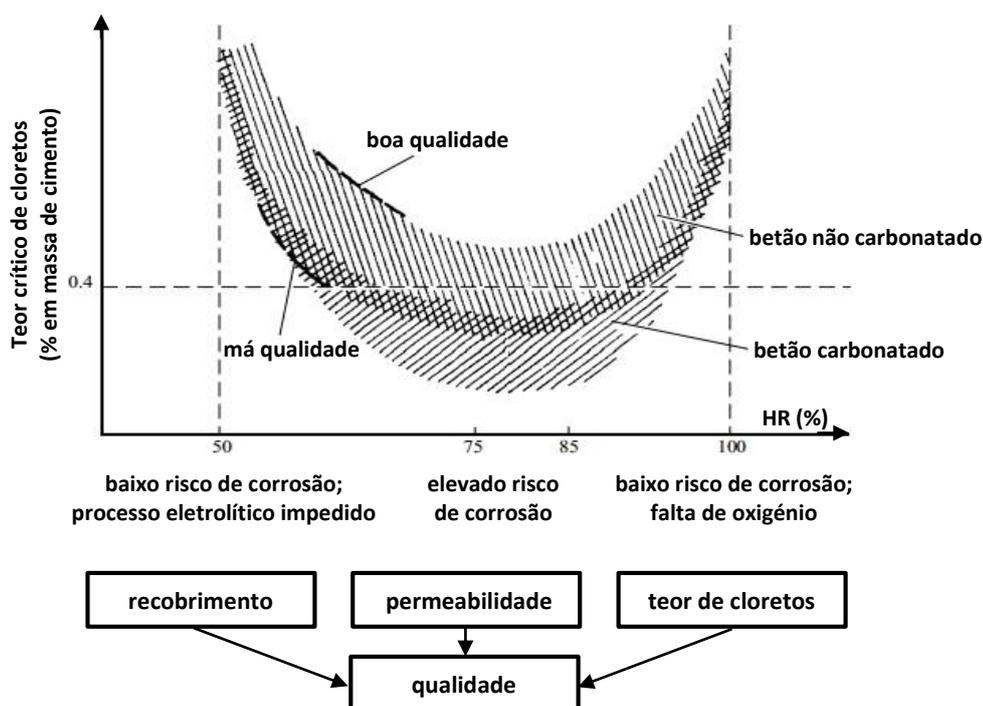


Figura 3.38 – Representação de alguns fatores que influenciam o limite crítico de cloretos (adaptado de [93])

### 3.8.4 Fatores que influenciam o coeficiente de difusão de cloretos

Apesar de não subsistir nenhum fator individual que possibilite a estimativa da resistência do betão à ação dos cloretos, aliada à dificuldade em determinar a quantidade de iões suscetível de destruírem pontualmente a camada de passivação, existe uma multiplicidade de parâmetros que influenciam a iniciação e progressão do ataque por parte destes iões agressivos, para além dos que controlam os processos de transporte [130]. No entanto, o coeficiente de difusão é um bom indicador da resistência do betão à penetração de cloretos, embora o ingresso destes agentes resulte de mecanismos de transporte que se processam segundo leis de velocidade distintas. Desta forma, com o intuito de modelar o perfil de penetração de cloretos no betão, aplicam-se as leis da difusão [130] [139].

A 2ª Lei de Fick em regime não estacionário tem sido a formulação mais utilizada, embora apresente algumas contestações que colocam em causa a sua validade, devido à sua conduta a apreciações excessivamente limitadas na aplicação da função de erro (*erf*) aos modelos de previsão de vida útil e ao facto de ter sido demonstrado que a velocidade de difusão dos cloretos (*D*) e a sua concentração à superfície (*C<sub>s</sub>*) não são constantes [94] [139]. Para além do coeficiente de difusão variar ao longo do tempo em função das condições ambientais e da fase de hidratação lenta das partículas constituintes do cimento (principalmente nos cimentos com adições), outro aspeto, que não é quantificado nesta expressão, é a possibilidade de fixação química dos iões cloretos na mistura cimentícia, o que significa que a redução dos seus teores livres constitui uma variável expressiva, de acordo com o tipo de ligante presente [21] [94] [139].

Apesar das desvantagens e críticas enunciadas e em conformidade com vários autores, a 2ª Lei de Fick traduz satisfatoriamente o mecanismo de penetração de cloretos para os respetivos períodos de exposição (Equação 3.5).

$$C(x, t) = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{X}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad \text{Equação 3.5}$$

No subcapítulo 6.4.1.2 é utilizada esta expressão para calcular os períodos de vida útil de estruturas submetidas a ambientes contaminados por cloretos, na qual se fixam valores do coeficiente de difusão de cloretos (*D*) e determina-se o respetivo valor de *t* (*anos*). Deste modo, o significado das incógnitas e a sua metodologia de cálculo são apresentados posteriormente.

Em conformidade com *Arlindo Gonçalves*, o coeficiente de difusão dos cloretos diminui com o aumento da dosagem de cimento ou da resistência à compressão e com a redução da razão água-cimento [130].

#### 3.8.4.1 Razão água-cimento e compactação

A resistência à penetração de agentes agressivos (cloretos) pode ser atingida através de uma redução da razão água-cimento, aliada a uma adequada compactação (saída do ar do betão através de um rearranjo interno das partículas). Como é possível observar na Figura 3.39, à medida que diminui a razão água-cimento advêm efeitos benéficos em determinadas propriedades da matriz cimentícia (porosidade, permeabilidade e absorção), que se refletem numa inferior penetração de cloretos na solução porosa do betão. Inversamente, o aumento da razão água-cimento potencia um maior coeficiente de difusão de cloretos.

É importante salientar que a um aumento de compactação corresponde um decréscimo da permeabilidade e conseqüente diminuição da penetração de cloretos para o interior do betão – Figura 3.40 [94] [120] [125].

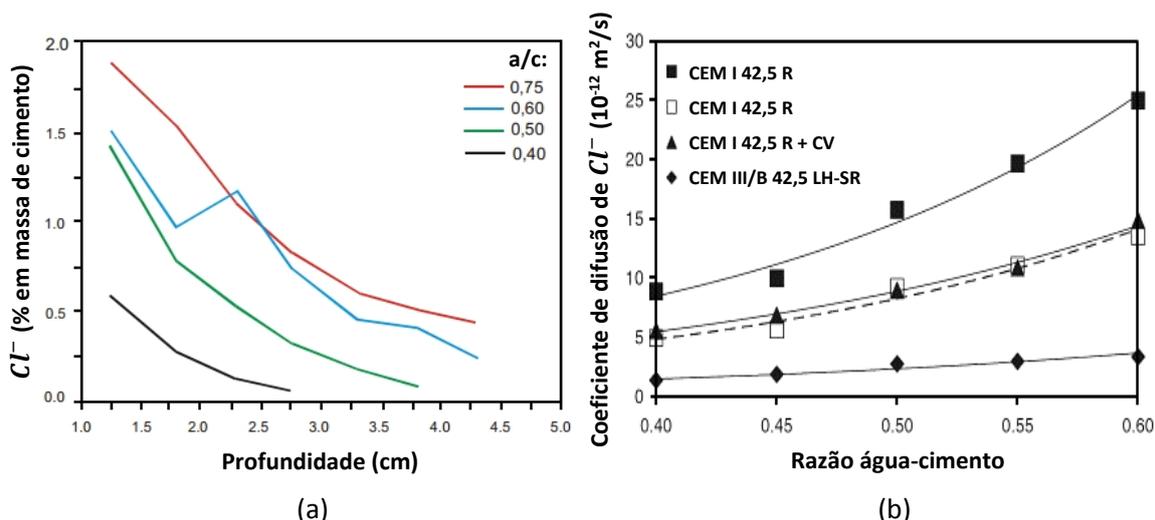


Figura 3.39 – Influência da razão água-cimento na penetração de cloretos (a) (adaptado de [110]); Influência da razão água-cimento no coeficiente de difusão de cloretos (b) (adaptado de [248])

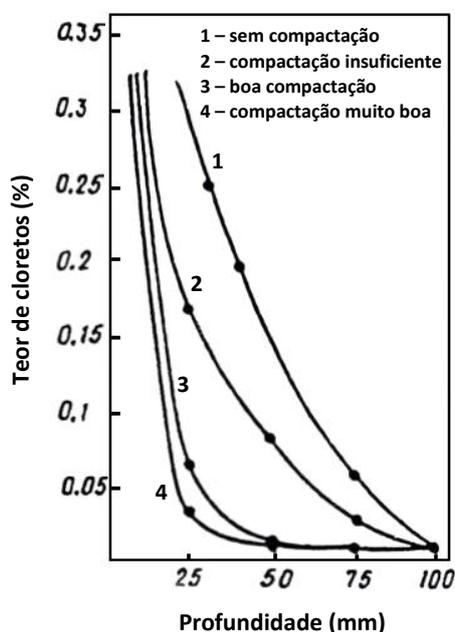


Figura 3.40 – Influência da compactação na penetração de cloretos (adaptado de [94])

Nestas condições, ocorre uma diminuição dos poros capilares e macroporos (cujas dimensões são as de maior relevância a nível de durabilidade, já que os microporos – poros de gel – são de proporções ínfimas, não admitindo uma movimentação significativa de agentes agressivos no sistema de poros cimentício), o que dificulta a penetração dos iões  $Cl^-$  [21] [94]. No entanto, a continuidade da rede capilar constitui um fator suplementar e preponderante na propagação dos referidos agentes agressivos, a qual pode ser suprimida, para além da minimização da razão água-cimento, com períodos de cura apropriados. Numa fase inicial do período de cura, a mistura de água com o cimento promove reações de hidratação que conduzem à formação de um gel rígido, designado por silicato de cálcio hidratado (*CSH*). Este produto de hidratação ocupa uma percentagem considerável do volume da pasta cimentícia e é proveniente da reação entre a água e os silicatos de cálcio presentes no cimento. À medida que se processa a hidratação do cimento, os poros capilares vão sendo preenchidos por este gel. Ao proporcionar uma redução da permeabilidade, aumento da compactidade e resistência mecânica da pasta cimentícia, o *CSH* induz uma intensa alteração na distribuição e dimensão dos poros, o que se traduz na diminuição da conectividade da estrutura porosa [125] [131] [132].

### 3.8.4.2 Dosagem de cimento

Para além da influência da razão água-cimento e compactação na resistência do betão à penetração de  $Cl^-$ , a dosagem de ligante também constitui um fator a ser tido em consideração.

Com efeito, o aumento da dosagem de ligante facilita a ligação química dos cloretos com os constituintes do cimento ( $C_3A$  e  $C_4AF$ ), o que se reflete na diminuição da porosidade e consequentemente num menor coeficiente de difusão de  $Cl^-$  (Figura 3.41) [149] [155] [156].

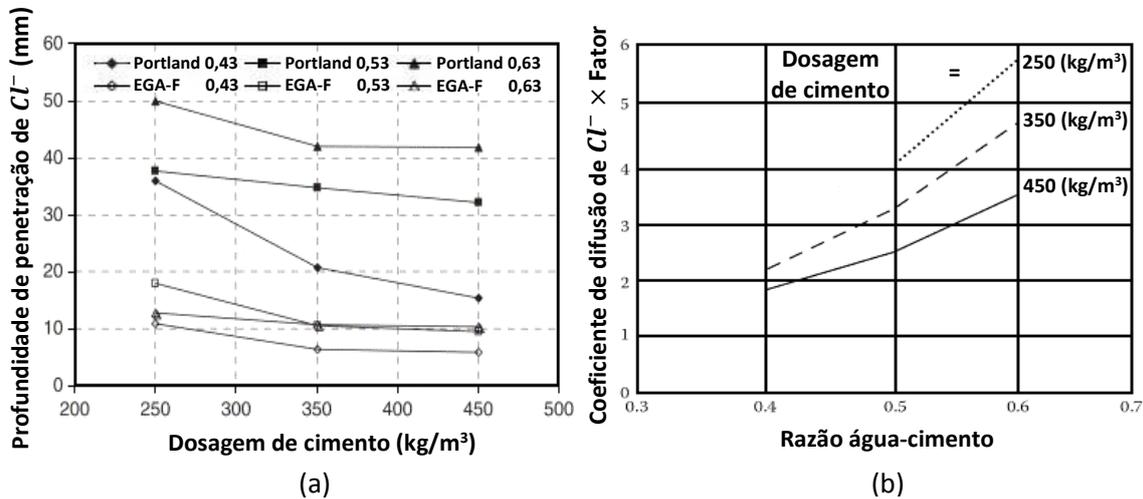


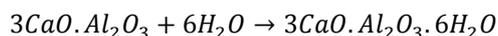
Figura 3.41 – Influência da variação da dosagem de cimento e razão água-cimento na penetração de cloretos (a) e (b) (adaptados de [133] e [155] respetivamente)

A habilidade de produzir um betão de baixa permeabilidade e elevada capacidade de fixação química (de cloretos) depende da composição do cimento e respetivos produtos de hidratação [110] [130]. À medida que aumenta o teor de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) no ligante, a sua reação com os iões  $Cl^-$  ocorre a uma maior intensidade, a partir da qual se forma o cloroaluminato de cálcio hidratado, que potencia a densificação da estrutura porosa, diminuindo a concentração e penetração de cloretos livres e subseqüentemente o prolongamento do início da corrosão – Tabela 3.3 [51] [130].

Tabela 3.3 – Influência do teor de  $C_3A$  no prolongamento da iniciação da corrosão (adaptado de [110])

Teor de $C_3A$	% de cloretos livres	Acréscimo de tempo para iniciar a corrosão
2,00%	86,00%	Referência
9,00%	58,00%	1,75 vezes
11,00%	51,00%	1,93 vezes
14,00%	33,00%	2,45 vezes

No entanto, este mecanismo químico de fixação não conseguirá compensar um persistente aumento da concentração de cloretos no betão, pelo que começará a diminuir a partir de um determinado teor [135]. Em ambientes contaminados por cloretos, a utilização de um betão com elevado teor de  $C_3A$  é benéfica a nível de durabilidade. Contudo, este constituinte provoca na sua reação com a água capilar, através da qual se forma o aluminato tricálcico hidratado – Reação 3.18, um elevado incremento de temperatura (constituinte do cimento de maior libertação de calor de hidratação), o que representa uma desvantagem sob o ponto de vista da fissuração do betão (em função do aquecimento inicial superior da sua massa relativamente às temperaturas exteriores), bem como no transporte e mobilidade iónica (processo acelerativo da corrosão) [94] [125] [132] [215].



Reação 3.18

### 3.8.4.3 Tipo de cimento

A adição de materiais pozolânicos (por exemplo, cinzas volantes e sílica de fumo) ou hidráulicos latentes (escória granulada de alto-forno) tem como consequência a diminuição da dimensão dos poros da pasta cimentícia (refinamento da estrutura porosa), devido à formação de produtos de hidratação bastante finos, o que melhora significativamente a resistência do betão à penetração de cloretos [21] [125] [130]. Tendo em consideração que possuem elevados teores de alumina na sua constituição (o que contribui para a formação do cloroaluminato de cálcio hidratado através da reação com os iões cloreto, reduzindo os seus teores livres), aliado ao facto de as suas reações com os produtos da mistura cimentícia permitirem a formação de uma quantidade adicional de *CSH*, em relação à que se forma espontaneamente no Cimento Portland sem adições (principalmente as cinzas volantes), a incorporação destas substâncias minerais no betão possibilita um aumento da capacidade de fixação dos cloretos e subsequentemente uma redução do coeficiente de difusão [135] [141] [152].

A Tabela 3.4 (a qual é proveniente de um estudo realizado, no qual foram determinados coeficientes de difusão de cloretos em três misturas cimentícia distintas, com uma razão água-cimento de 0,5 e períodos de cura de 60 dias) permite comprovar a veracidade das afirmações enunciadas acerca do melhor desempenho à ação dos cloretos por parte dos cimentos com adições. Nesta investigação foram utilizados Cimento Portland Normal e cimentos com adições de cinzas volantes e escória granulada de alto-forno, na qual a escória granulada de alto-forno foi a que apresentou melhores resultados, ou seja, um menor coeficiente de difusão de cloretos (*D*) [136].

Tabela 3.4 – Comparação de coeficientes de difusão de cloretos quantificados em regime estacionário entre três misturas cimentícias distintas (adaptado de [136])

Tipo de cimento	<i>D</i> ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ )
Cimento Portland Normal	4,47
Cimento Portland com 30% de cinzas volantes	1,47
Cimento Portland com 65% de escória granulada de alto-forno	0,41

Outros estudos realizados – Figura 3.42, nos quais foram utilizados tipos de cimentos idênticos, mas com percentagens de adições diferentes admitiram chegar à mesma conclusão.

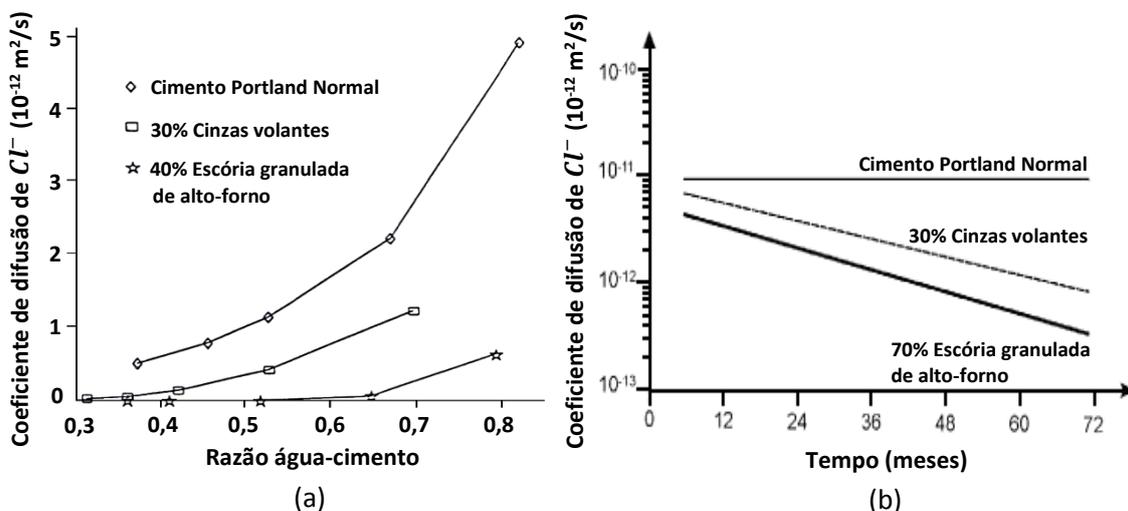


Figura 3.42 – Variação do coeficiente de difusão de cloretos: em função da razão água-cimento para diferentes tipos de cimento (a) (adaptado de [127]); em função do tempo para diferentes tipos de cimento expostos a uma zona de salpicos em ambiente marítimo (b) (adaptado de [107])

Na realidade, a adição de minerais pozolânicos e/ou hidráulicos latentes ao Cimento Portland Normal é significativamente vantajosa na oposição à corrosão prematura das armaduras, particularmente em ambientes de elevada agressividade [156]. Essencialmente, os seus benefícios estão relacionados com a redução da permeabilidade da camada superficial do betão, o que condiciona a difusibilidade dos iões cloreto [130]. A Figura 3.43 exhibe este raciocínio, através da qual é possível observar que, para qualquer razão água-cimento, o melhor desempenho face ao coeficiente de difusão dos cloretos pertence a uma variedade de cimentos compostos (cimentos com adições de 7,5% e 15% de sílica de fumo, 30% de cinzas volantes e 65% de escória granulada de alto-forno) comparativamente aos cimentos sem adições [156].

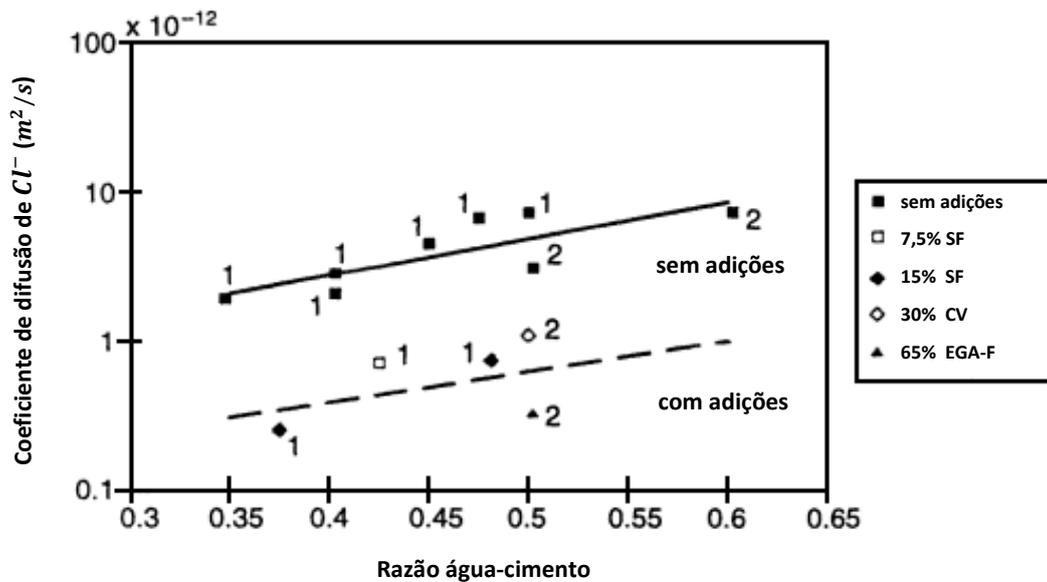


Figura 3.43 – Efeito de vários cimentos com adições no coeficiente de difusão de cloretos (adaptado de [156])

A Figura 3.44 reforça este conceito, constituindo um elemento corroborante sob o desempenho superior dos cimentos com adições em ambientes contaminados por cloretos. Apesar de ser de unanimidade científica que o aumento da quantidade/percentagem de adições produz melhores resultados na diminuição do coeficiente de difusão dos cloretos, não subsiste um consenso comum acerca de qual o cimento composto de maior eficiência [149] [155] [156].

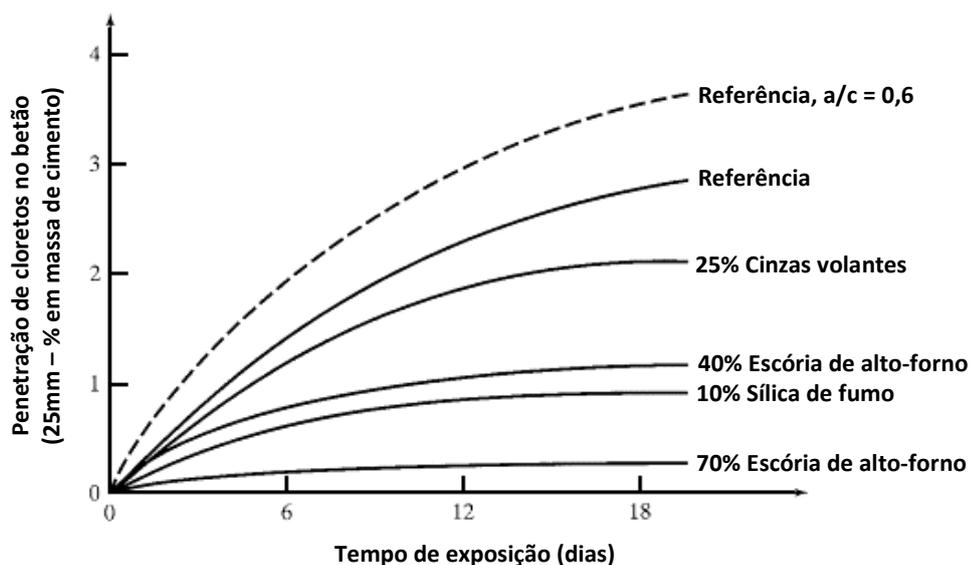


Figura 3.44 – Efeito dos cimentos com adições na difusibilidade dos iões cloreto (adaptado de [166])

### 3.8.4.4 Período de cura

A prática de um adequado período e método de cura possibilita a obtenção das propriedades máximas de resistência do betão, pelo que condiciona igualmente a sua permeabilidade [94] [130]. O período de cura define-se como o processo que permite impedir a saída de água do betão e detém um efeito preponderante no grau de hidratação das partículas superficiais da mistura cimentícia, o que significa que influencia os mecanismos de transporte, a estrutura porosa do betão e consequentemente a difusão de cloretos para o seu interior [51] [125] [128]. Na eventualidade de o betão secar prematuramente, as reações de hidratação do cimento poderão ser insuficientes, o que se irá refletir numa maior porosidade e favorecer a entrada dos iões  $Cl^-$ . É de importância referir que os cimentos compostos e os que possuem razões água-cimento superiores apresentam uma maior sensibilidade aos períodos de cura, para que se atinja a resistência à penetração de  $Cl^-$  pretendida e consequentemente a desejada durabilidade de uma estrutura [126] [137]. Através da Figura 3.45 é possível denotar uma correspondência entre períodos de cura e profundidades de penetração de  $Cl^-$ , bem como a influência da razão água-cimento na difusibilidade destes iões agressivos [51] [128] [137].

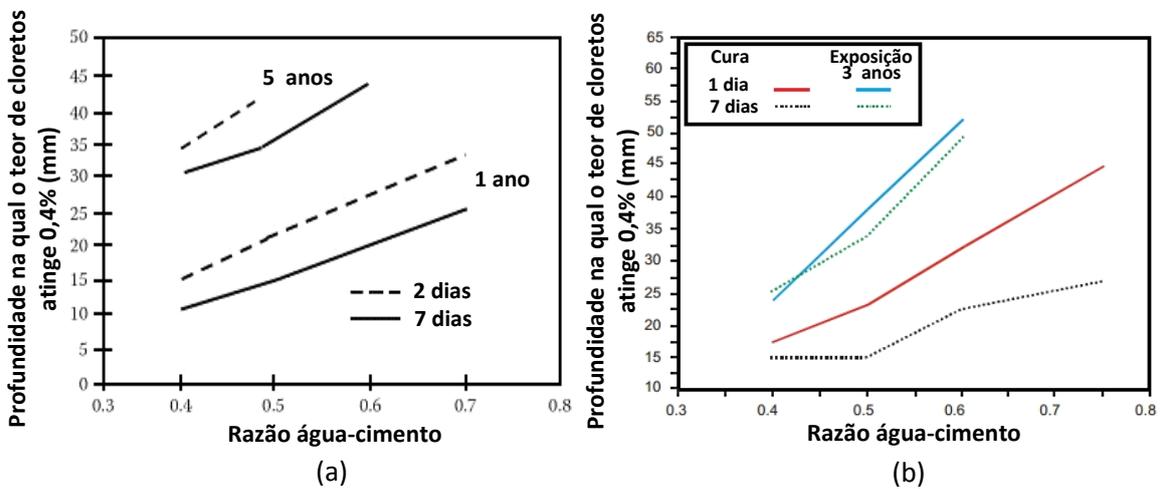


Figura 3.45 – Influência do período de cura e razão água-cimento na difusibilidade de iões cloreto (a) e (b) (adaptados de [155] e [110] respetivamente)

Outro estudo efetuado acerca do efeito do tempo de cura no coeficiente de difusão de cloretos (Figura 3.46) permitiu identificar uma diminuição contínua do coeficiente de difusão em cimentos com adições pozolânicas, em contrapartida com cimentos sem adições, cujo coeficiente começou a aumentar a partir dos 100 dias de cura [125].

Segundo *Arlindo Gonçalves* (apesar deste autor atribuir um maior ênfase ao desempenho da escória granulada de alto-forno), em estruturas marítimas é aconselhável a utilização de cimentos compostos, já que apresentam uma reduzida difusibilidade aos cloretos [130].

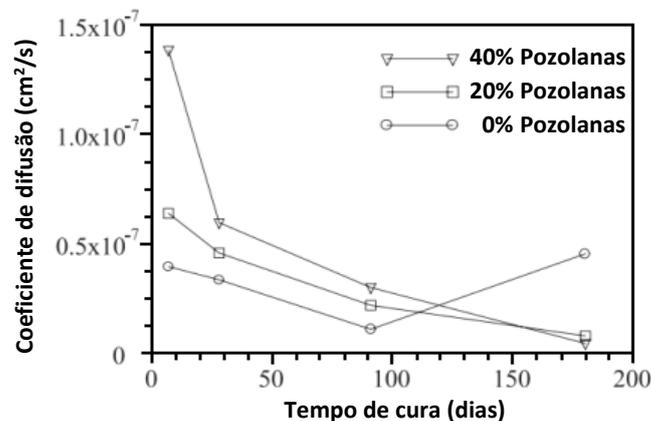


Figura 3.46 – Influência da cura e adições pozolânicas na difusibilidade de cloretos (adaptado de [138])

### 3.9 Ação sinérgica dos cloretos e carbonatação

A despassivação das armaduras e subsequente início da corrosão é proveniente do fenómeno da carbonatação ou da ação dos cloretos. No entanto, em determinadas condições de exposição, a ação sinérgica destes dois mecanismos é suscetível de ocorrência, com efeitos prejudiciais de maior intensidade relativamente aos que seriam previstos isoladamente [130] [158]. Apesar de terem sido desenvolvidos escassos estudos nesta temática, num betão que se encontre sujeito à ação simultânea dos fenómenos referidos, o processo corrosivo poderá desencadear-se prematuramente, com um significativo aumento da taxa de corrosão [161] [162].

A carbonatação é um fenómeno vulgar em qualquer estrutura de betão armado, inclusivamente em ambientes contaminados por cloretos [91]. Segundo *António Costa [et. al]*, de um modo geral, as condições de maior agressividade para a ação combinada destes dois mecanismos são as zonas atmosféricas (cloretos presentes no ar transportados pelo vento), zona de marés, rebentação ou salpicos (em permanente contacto com os cloretos resultante da ação das ondas e orientação dos ventos) ou outras áreas em que o betão possua um baixo teor de humidade [94] [158].

Num ambiente contaminado por cloretos, subsiste frequentemente a necessidade de se recorrer a cimentos compostos devido aos seus elevados teores de alumina (interveniente na formação de cloroaluminatos) e quantidade suplementar de silicato de cálcio hidratado (*CSH*), que possibilitam uma maior capacidade de fixação dos cloretos e inerente redução do teor de cloretos livres, bem como o refinamento do sistema de poros cimentício [161]. Por outro lado, os cimentos compostos possuem uma menor quantidade de produtos alcalinos, o que perante um ambiente simultaneamente portante de elevadas concentrações de  $CO_2$  implica o seu consumo acelerado e o decréscimo do pH [161]. Segundo *Arlindo Gonçalves*, este processo de despassivação prematura (provocado de forma espontânea pela carbonatação e/ou utilização de cimentos compostos) admite um ataque corrosivo por parte dos cloretos às armaduras, para teores que isoladamente não o provocariam [130]. Através da Figura 3.47 é possível observar que, para uma concentração de  $60 \text{ mmol } Cl^- / l$ , o Cimento Portland com 40% de cinzas volantes encontra-se no seu estado de passividade para um pH de aproximadamente 13,2 ou superior. No entanto, o decréscimo do pH para valores inferiores a cerca de 12,9 potencia a iniciação da corrosão para o mesmo teor de cloretos (intersecção da reta  $C_{Cl^-} / C_{OH^-} > 0,6$ ) [130].

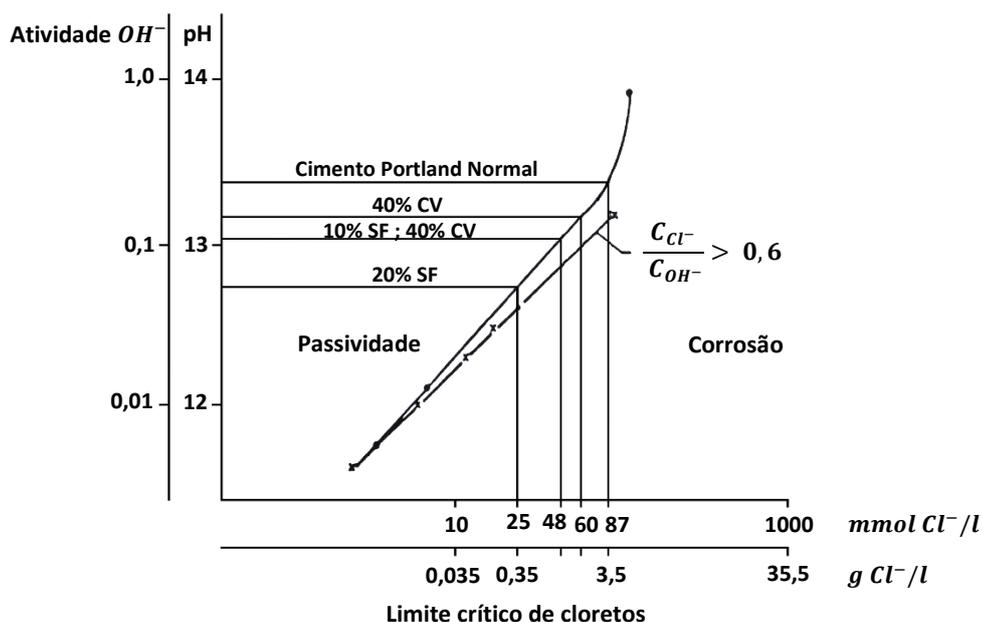


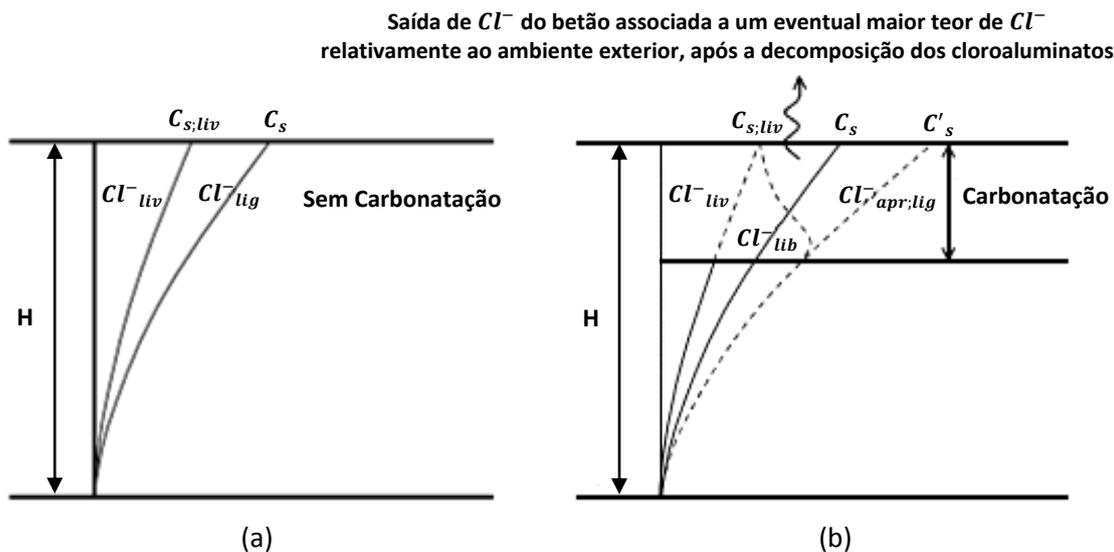
Figura 3.47 – Relação entre o limite crítico de cloretos e valores de pH para diferentes tipos de cimento – valores de pH determinados por *Gouda e Hausmann* (adaptado de [163])

De facto, num betão contaminado por cloretos, o fenómeno da carbonatação promove um aumento significativo da velocidade de corrosão [130] [162].

Este efeito tem como fundamento a instabilidade dos cloroaluminatos (na presença de variações do pH) perante a difusibilidade do  $CO_2$ , que ao reagir com os produtos de hidratação do cimento provoca um decréscimo do nível de pH, estimulando a decomposição dos cloroaluminatos (carbonatação do sal de *Friedel*), provenientes da combinação química dos  $Cl^-$  com o aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) e/ou outros produtos de hidratação [130] [158] [159]. Deste modo, os iões  $Cl^-$  previamente fixados libertam-se e dissolvem-se na solução porosa do betão, aumentando o respetivo teor de cloretos livres e inerentemente a sua agressividade [21] [158].

Sucessivamente, os iões cloreto difundem-se para zonas internas não carbonatadas por gradientes de concentração, propagando e intensificando o ataque (aumento da velocidade de corrosão), já que ficam determinadas zonas sensíveis à ação do  $CO_2$ , enquanto outras expostas à ação dos cloretos [159] [160].

Segundo *Erkii Vesikari*, como consequência da perda de capacidade do betão em fixar quimicamente os cloretos (sal de *Friedel* e/ou sal de *Kuzel*) devido à reatividade do  $CO_2$  com os constituintes cimentícios alcalinos, dá-se um incremento da concentração de cloretos livres, processo que é ilustrado na Figura 3.48. Esta esquematização é referente a um modelo de cálculo, para o qual foi assumida a mesma relação entre o teor de cloretos livres e o teor total de cloretos para betões carbonatados ou não carbonatados [160].



- $Cl^-_{liv}$  – teor inicial de cloretos livres num betão não carbonatado;
- $C_{s, liv}$  – teor de cloretos livres à superfície;
- $C_s$  – teor total de cloretos à superfície da estrutura (sem efeitos da carbonatação);
- $Cl^-_{lig}$  – teor de cloretos fixado quimicamente (por reação com o  $C_3A$  e/ou produtos de hidratação);
  - $Cl^-_{lib}$  – iões cloreto libertados, como consequência da carbonatação (decomposição do sal de *Friedel*);
  - $C'_s$  – teor total de cloretos aparente à superfície, como consequência da carbonatação;
  - $Cl^-_{apr; lig}$  – teor de total de cloretos aparente num betão carbonatado.

Figura 3.48 – Teor de cloretos livres e fixados quimicamente: num betão não carbonatado (a); num betão não carbonatado (b) (adaptado de [160])

No que diz respeito ao efeito da ação dos cloretos na velocidade e profundidade de carbonatação, subsiste uma grande controvérsia entre os especialistas, o que significa que é um fenómeno complexo, de difícil percepção e ainda em investigação [31] [160]. No entanto, *Arlindo Gonçalves* afirma que a ação dos cloretos num betão carbonatado pode atenuar a evolução da carbonatação [130]. Em conformidade com *Erkki Vesikari*, os cloretos livres são sais higroscópicos, o que significa que tem tendência a absorver a humidade, impedindo a evaporação da água pelos poros capilares. Deste modo, ao reduzirem a conectividade e dimensão da estrutura porosa do betão (devido à absorção da humidade retida nos poros) dificultam a difusibilidade do  $CO_2$  [161]. Tendo em consideração que o fenómeno da carbonatação é um processo bastante lento, as reações inerentes a este mecanismo são retardadas, condicionando a sua progressão [72] [160]. A Figura 3.49 comprova a veracidade destas afirmações, ao exibir o decréscimo da profundidade de carbonatação à medida que aumenta a concentração de íões cloreto na solução porosa de betões constituídos por cimentos compostos (adições de 30% de cinzas volantes) a médio prazo. É de relevância evidenciar que, perante uma menor quantidade de reservas alcalinas nos cimentos compostos, seria expectável uma evolução da espessura carbonatada associada a uma elevada velocidade de carbonatação, em função do menor teor de  $CaCO_3$  (produto insolúvel) decorrente deste processo [130] [249].

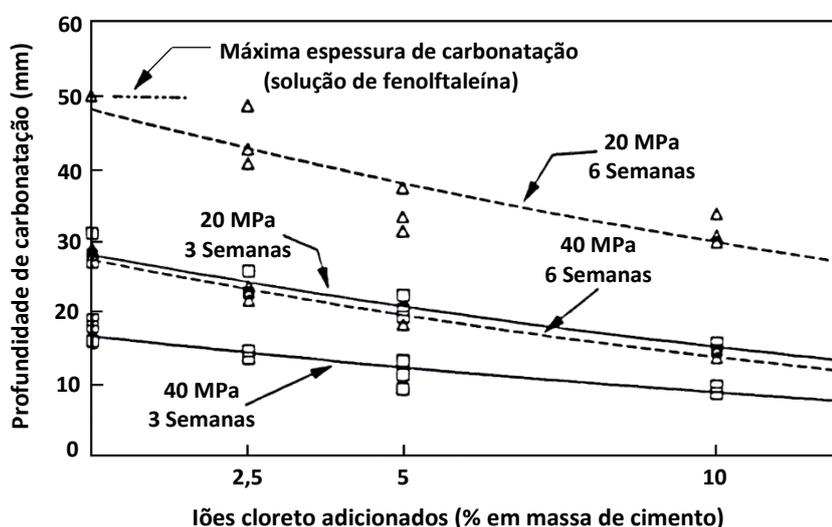
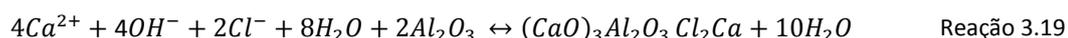


Figura 3.49 – Influência da difusibilidade de cloretos num betão carbonatado (adaptado de [127])

Por outro lado, *Erkki Vesikari* evidencia que num betão carbonatado, o aumento do teor de  $Cl^-$  livres (decomposição dos cloroaluminatos) provoca um incremento de humidade no sistema de poros cimentício – Reação 3.19, o que se traduz num aumento da permeabilidade e subsequente acessibilidade ao  $CO_2$ . Contudo, é de extrema dificuldade determinar a quantidade de  $Cl^-$  livres libertados durante este processo e suscetível de promover este efeito, já que se encontram em constante movimento (na solução porosa e para o exterior do betão) [94] [160].



O fenómeno da carbonatação não provoca consequências tão prejudiciais como a ação dos cloretos num ambiente de elevada agressividade [160]. *Arlindo Gonçalves* comprova este facto, evidenciando que perante a ação combinada dos dois fenómenos de despassivação, deverá ser atribuído um maior ênfase à ação dos  $Cl^-$ , aliada à seleção de um cimento com melhor oposição aos seus efeitos, já que o seu ingresso na solução porosa ocorre a uma velocidade superior à evolução da profundidade de carbonatação [130]. No entanto, os modelos analíticos que possibilitam a previsão da ação sinérgica dos  $Cl^-$  e  $CO_2$  ainda estão em desenvolvimento [161].

## 4 Projeto de durabilidade de uma estrutura

### 4.1 Enquadramento e normalização

O projeto de estruturas de betão armado foca-se sobretudo na resistência estrutural, não tendo em igual consideração a componente temporal de desempenho e a diversidade de condições ambientais [81].

Deste modo, destacam-se inúmeros casos de deterioração prematura das estruturas de betão armado, nomeadamente em ambiente marítimo, circunstância que tem forçado a especificação de requisitos de durabilidade [81].

A diversidade de referências normativas e particularmente a NP EN 206-1:2007, a LNEC E464 e a LNEC E465 foram formuladas na tentativa de estabelecer e quantificar as exigências prescritivas, de desempenho e durabilidade, para estruturas de betão armado expostas a ambientes agressivos [87] [91] [92].

Através da definição e imposição de requisitos mínimos relativos à constituição e propriedades de desempenho do betão, as especificações supracitadas detêm a finalidade de auxiliar os projetistas na conceção de estruturas para uma vida útil de 50 e/ou 100 anos, embora a normalização por si só não garanta tais períodos de fiabilidade [81] [87] [91].

Na Figura 4.1 são esquematizados os principais documentos normativos envolvidos na conceção, projeto, especificação da composição, propriedades de desempenho e controlo da execução em estruturas de betão armado.

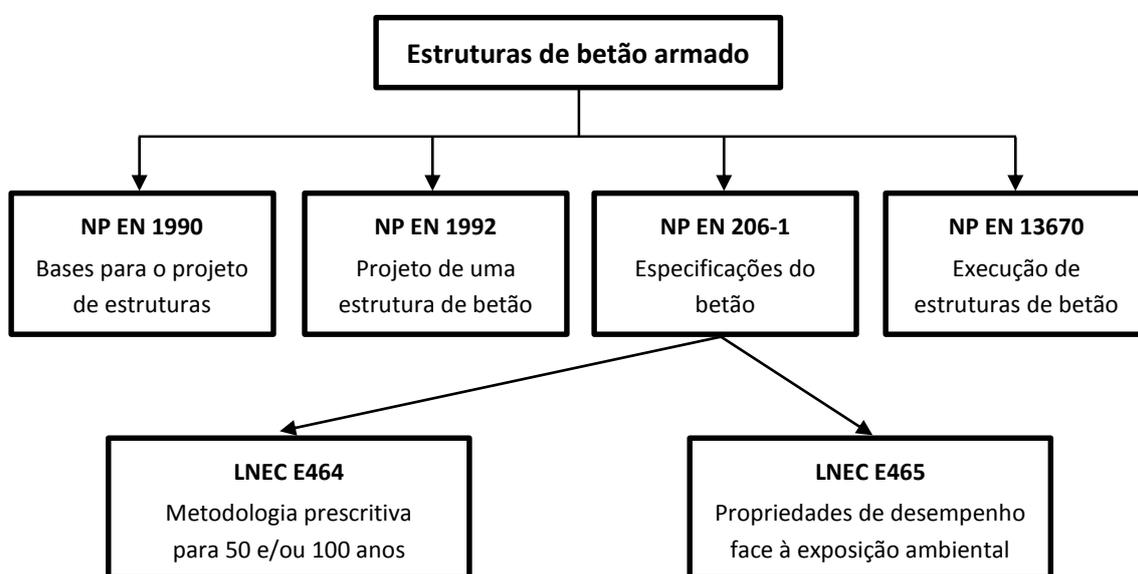


Figura 4.1 – Normalização portuguesa e europeia para estruturas de betão armado (adaptado de [81] [86])

Por forma a alcançar durabilidade e desempenho de longa duração numa estrutura de betão armado é fundamental, para além da conceção estrutural, ponderar a qualidade e espessura do betão de recobrimento, evitar os mecanismos de degradação da estrutura, isolando a agressividade do meio envolvente e selecionar composições de materiais e detalhes construtivos, em função do ambiente em que se integra e dos agentes agressivos suscetíveis de a deteriorar [84] [85].

## 4.2 Causas e consequências da degradação de uma estrutura

A prevenção da corrosão das armaduras inicia-se na fase de projeto, quando a estrutura é concebida e os cálculos estruturais são efetuados, utilizando um betão de boa qualidade (razão água-cimento, tipo e dosagem de cimento, etc.), por forma a atingir uma reduzida permeabilidade e elevada resistividade elétrica, aliadas à seleção de uma suficiente espessura de recobrimento, com a finalidade de proporcionar a devida proteção às armaduras.

O controlo e garantia de qualidade nas operações de cofragem, associados a uma adequada colocação, compactação, metodologia e período de cura constituem fatores imprescindíveis na garantia do desenvolvimento de todas as características e propriedades pretendidas para o betão. Como prática complementar, subsiste a possibilidade de serem utilizadas medidas especiais de proteção do betão e das armaduras, as quais não deverão ser aplicadas como alternativa à mencionada qualidade e espessura do recobrimento [2] [21] [94].

As causas potenciais e os principais fatores suscetíveis de influenciar e promover a deterioração das estruturas de betão armado são expostas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Principais fatores suscetíveis de promover a deterioração de estruturas de betão armado por corrosão das armaduras (adaptado de [86] [95])

Fontes de deterioração	Materiais	Projeto e execução	Ambiental	Manutenção
<b>Causas potenciais de deterioração</b>	Qualidade e composição do betão	Má especificação e detalhes de projeto não ponderados	Água do mar e atmosfera marítima	Ausência de manutenção e/ou carência de fundos para manutenção contínua
	Características dos agregados e reatividade	Compactação, vibração e cura inadequados	Ação biológica e microbiológica	
	Inadequada razão água-cimento	Congestionamento das armaduras	Ataque químico	
	Tipo de cimento e seleção de adições	Recobrimento insuficiente	Atmosfera rica em $CO_2$	
	Aditivos inadequados e/ou contaminantes	Drenagem e juntas de dilatação inapropriadas		
		Segregação e exsudação		
	Acabamentos de superfície			

Nas Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4 é estabelecida uma correspondência entre vários exemplos de causas de deterioração associadas a inadequadas especificações de projeto, má execução, ausência de controlo de qualidade e incorreta especificação do betão pelo utilizador, com as suas respetivas consequências comprometedoras e/ou condicionantes de iniciação prematura do fenómeno de corrosão das armaduras em estruturas de betão armado [81].

Tabela 4.2 – Deterioração do betão armado resultante de uma inadequada especificação na fase de projeto (adaptado de [81])

<b>Causas do problema</b>	<b>Consequências</b>
Especificação incorreta das armaduras (congestionamento, recobrimento insuficiente e presença de vazios adjacentes às armaduras)	Fissuração; má compactação; reforço insuficiente; inadequada distribuição dos esforços
Má especificação dos elementos de fixação, dos caixilhos de janelas, corrimãos, suportes e defeitos nas juntas de dilatação	Penetração de água; fissuração localizada
Nos acabamentos decorativos tais como o ataque de ácidos e superfícies estriadas	Variação da espessura do betão de recobrimento; corrosão localizada
Drenagem inadequada	Lâminas de água; corrosão localizada
Adições no betão com suscetibilidade para elevada retração	Possível fissuração
Adições no betão altamente permeáveis aos iões cloreto	Corrosão das armaduras induzida por cloretos

Tabela 4.3 – Deterioração do betão armado resultante de má execução e ausência de controlo de qualidade (adaptado de [81])

<b>Causas do problema</b>	<b>Consequências</b>
Baixa dosagem de cimento	Resistência insuficiente; baixo desempenho face a ações ambientais
Elevada dosagem de cimento	Má trabalhabilidade; retração; fissuração
Elevada razão água-cimento	Resistência insuficiente; aumento da permeabilidade aos agentes agressivos
Teor de aluminato de cálcio	Perda da resistência do betão, especialmente em ambientes húmidos
Agregados contaminados	Início da corrosão das armaduras
Inadequada forma e dimensão dos agregados	Baixa trabalhabilidade; necessidade de mais água ou vibração conduzindo à segregação e exsudação

Tabela 4.4 – Deterioração do betão armado resultante de má especificação do betão (adaptado de [81])

<b>Causas do problema</b>	<b>Consequências</b>
Proporções inadequadas da mistura cimentícia	Betão não homogéneo; fragilidade localizada e corrosão das armaduras
Inadequada razão água-cimento	Resistência variável; aumento da retração; permeabilidade excessiva
Inadequada compactação e vibração	Vazios; betão excessivamente permeável; corrosão localizada
Insuficientes espessuras de recobrimento	Corrosão localizada; penetração de agentes agressivos
Técnicas inadequadas e insuficientes períodos de cura	Fissuras de retração; aumento da permeabilidade
Remoção prematura da cofragem	Fissuração; deformação

## 4.3 Fase de projeto

### 4.3.1 Conceito e requisitos de durabilidade

Uma estrutura de betão é considerada durável caso sejam assegurados, durante o seu tempo de serviço, os requisitos de utilização, resistência, funcionalidade, estabilidade e segurança, sem perda considerável de utilidade, nem necessidade de ações de manutenção excepcionais de reparação ou reforço estrutural [77] [84] [89] [93].

Como foi referido previamente, o conceito de durabilidade de uma estrutura engloba as fases de conceção e projeto, nas quais são definidas todas as características, formas, detalhes e medidas de prevenção, possibilitando o máximo desempenho durante o período de vida útil pretendido, aliado a uma otimização dos custos inerentes. Por outro lado, as fases de execução, controlo de qualidade e inspeção desempenham um papel fundamental, já que representam uma possível fonte de falhas e/ou defeitos comprometedores do conceito de durabilidade projetado [96]. De um modo geral, o projeto de durabilidade de uma estrutura de betão armado foca-se no betão como a única proteção às ações de deterioração. No entanto, para situações expectáveis de elevada corrosividade ou tempos de serviço de longa duração, subsiste a possibilidade de serem aplicadas medidas suplementares de proteção [86].

Na Tabela 4.5 são esquematizados os requisitos de durabilidade correspondentes às diferentes fases de construção, que admitem o desempenho do betão a um nível compatível com o período de vida útil pretendido.

Tabela 4.5 – Requisitos de durabilidade em função do desempenho e período de vida útil estruturais (adaptado de [96])

<b>Requisitos de durabilidade</b>	
<b>Conceção estrutural</b>	Forma estrutural; geometria.
<b>Pormenorização</b>	Recobrimento; detalhes da estrutura; drenagem.
<b>Seleção de materiais</b>	Composição do betão (razão água-cimento, agregados, dosagem e tipo de ligante).
<b>Execução</b>	Colocação e compactação do betão; proteção e cura do betão; recobrimento das armaduras.
<b>Controlo de qualidade</b>	Verificação das propriedades especificadas para os materiais e processos construtivos.
<b>Inspeção</b>	Plano de observação da estrutura.
<b>Métodos de prevenção complementares da corrosão das armaduras</b>	Aços inoxidáveis; revestimentos de superfície (impregnações; revestimentos por pintura); revestimentos do aço (galvanização; revestimentos epoxídicos das armaduras); inibidores de corrosão; métodos eletroquímicos ativos (prevenção catódica).

O processo de garantia de qualidade de um empreendimento é intrínseco ao cumprimento das funções de cada interveniente. Na Tabela 4.6 são subdivididas as responsabilidades inerentes a cada interveniente, respetivas às diversas fases de construção [82] [86] [94].

Tabela 4.6 – Subdivisão das responsabilidades dos intervenientes do projeto de durabilidade, para garantia do controlo de qualidade (adaptado de [82] [87] [96])

<b>Intervenientes</b>	<b>Responsabilidades</b>
<b>Dono de obra</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Especificação da utilização pretendida, do período de vida útil e dos requisitos para o projeto e obra.</li> </ul>
<b>Dono de obra/ Fiscalização competente</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Realização da inspeção de execução e processo de controlo dos resultados provenientes de ensaios de qualidade, com uma intervenção antecipada e preventiva, para garantir a qualidade da obra.</li> </ul>
<b>Projetista</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Definição do período de vida útil de projeto e especificação do betão a utilizar (composição do betão, classes de resistência, classes de exposição, máximo teor de cloretos, máxima dimensão do agregado mais grosso <math>D_{max}</math>, classes de consistência);</li> <li>▪ Identificação das condições de exposição ambiental;</li> <li>▪ Conceção do sistema estrutural e geometria dos elementos;</li> <li>▪ Especificação dos materiais e recobrimentos das armaduras;</li> <li>▪ Definição dos critérios de projeto (controlo da fendilhação);</li> <li>▪ Pormenorização das armaduras e medidas de proteção adicionais;</li> <li>▪ Conceção dos meios de acompanhamento e inspeção;</li> <li>▪ Produção do manual de manutenção da estrutura.</li> </ul>
<b>Empreiteiro</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Execução satisfazendo os requisitos do projeto (controlo da composição do betão – agregados, tipo de cimento, etc., dos materiais, dos recobrimentos e das operações colocação, compactação e cura do betão).</li> </ul>
<b>Utilizador</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Avaliação do desempenho ao longo do tempo de serviço através de planos de inspeção e manutenção, com uma otimização das medidas corretivas e utilização da construção conforme previsto.</li> </ul>

Por forma a cumprir tais graus de fiabilidade estruturais (utilidade, segurança e durabilidade), evitar gastos adicionais a nível económico ao suportar todas as ações na fase de execução, resistir a danos provocados por explosões, impactos, efeitos de falhas humanas, preservando a aptidão à utilização pretendida durante a vida útil, é necessário que sejam efetuados [88]:

- adequada inspeção aliada à gestão de procedimentos de controlo do projeto, da produção, construção e qualidade na fase de execução da obra (nos gabinetes de projeto, fábricas, empresas e estaleiros) [88];
  - seleção de produtos e materiais compatíveis com as especificações em função da agressividade ambiental [88];
  - planeamento e implementação de operações de manutenção adequados, mediante os pressupostos definidos no projeto [88];
  - formação com o intuito de melhorar o desempenho dos trabalhadores e minimizar erros de execução grosseiros, ao consciencializá-los da responsabilidade que lhes é inerente [81];
  - seleção apropriada do sistema estrutural, sua conceção e disposições construtivas por técnicos com competência, qualificação e experiência que limitem danos potenciais [88].

Para além da tentativa de adoção de uma solução estrutural adequada aos riscos a que uma estrutura seja hipoteticamente submetida, os danos potenciais estruturais podem igualmente ser impedidos através de um dimensionamento da forma e projeto estruturais que resistam adequadamente à remoção accidental de um elemento isolado ou área limitada, da sua capacidade em não colapsar sem aviso prévio e assegurando a conectividade dos sistemas estruturais [88] [92]. Em termos práticos, e segundo os procedimentos de especificação do betão baseados no desempenho, o grau de durabilidade alcançável é inerente à combinação entre a fase de projeto, a seleção dos materiais e a fase de execução. Com a finalidade de atingir tal requisito, torna-se indispensável definir previamente o tipo de estrutura e a sua forma, as condições ambientais, o nível de execução e o período de vida útil pretendido [87].

Segundo a NP EN 1990:2009, uma estrutura deverá ser projetada para que a sua deterioração a longo prazo não condicione o desempenho previsto. O nível de deterioração poderá ser estimado através de: modelos probabilísticos, investigação experimental com métodos de ensaio de desempenho aprovados e representativos dos respetivos mecanismos de degradação, experiência adquirida e métodos baseados em modelos analíticos regulados por comparação de dados provenientes de ensaios exemplares de práticas locais (construções anteriores e/ou idênticas) ou por conjugação destas diferentes metodologias [87] [88]. De acordo com a mesma referência normativa e com o intuito de projetar uma estrutura durável, esta especifica os valores elucidativos dos períodos de vida útil (Tabela 4.7) e define, conjuntamente com a NP EN 206-1:2007 e LNEC E465, os fatores que deverão ser alvo de especial prudência [87] [92]:

- possíveis utilizações futuras da estrutura;
- sensibilidade de conceção estrutural e critérios solicitados para o projeto;
- seleção e pormenorização do sistema estrutural/arquitetónico;
- condições ambientais expectáveis, sua variabilidade e efeitos inerentes;
- ações diretas e deformações impostas;
- composição, propriedades, compatibilidade e desempenho dos materiais e produtos;
- características do solo mediante estudos geotécnicos;
- geometria dos elementos e pormenores construtivos;
- garantia da qualidade de execução e respetivo nível de controlo;
- qualificação da mão de obra;
- métodos complementares de prevenção da corrosão das armaduras;
- programa de manutenção e inspeção previstos durante a vida útil definida no projeto;
- consequências da probabilidade de colapso num ambiente específico.

Tabela 4.7 – Valores indicativos do período de vida útil de projeto [88]

<b>Categoria do tempo de vida útil do projeto</b>	<b>Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)</b>	<b>Exemplos</b>
1	10	Estruturas provisórias <sup>1)</sup> .
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis como por exemplo vigas-carril e apoios.
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes.
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes.
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil.

<sup>1)</sup> As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.

### 4.3.2 Detalhes de projeto

O conceito de durabilidade de uma estrutura deverá estar presente desde o instante em que são executados os desenhos técnicos, projetadas as disposições construtivas e realizado o respetivo dimensionamento, os quais deverão ser concebidos com pormenorizações da menor complexidade possível e de fácil concretização [2] [21] [72].

A maioria dos critérios a adotar na especificação de detalhes de projeto podem acelerar ou retardar consideravelmente a corrosão e degradação de uma estrutura de betão armado, o que significa que o projetista deverá primeiramente consciencializar-se das causas e consequências inerentes à seleção de determinadas disposições, práticas construtivas e detalhes geométricos, por forma a não incidir em erros que potenciem condições ambientais agressivas e localizadas, suscetíveis de se traduzir em elevadas perdas estruturais a médio e longo-prazo [2] [4].

A combinação de regras práticas e medidas apropriadas que deverão ser alvo de reflexão aquando a projeção de uma estrutura resumem-se a:

- evitar a formação de pares galvânicos, associados ao contacto direto entre metais de potenciais eletroquímicos diferentes [2] [4];
- realizar uma adequada disposição e/ou distribuição dos varões – Figura 4.2, por forma a auxiliar a colocação e vibração do betão e simultaneamente permitir o controlo do estado de fendilhação a longo prazo (minimização da fissuração no betão) [21] [72] [94];

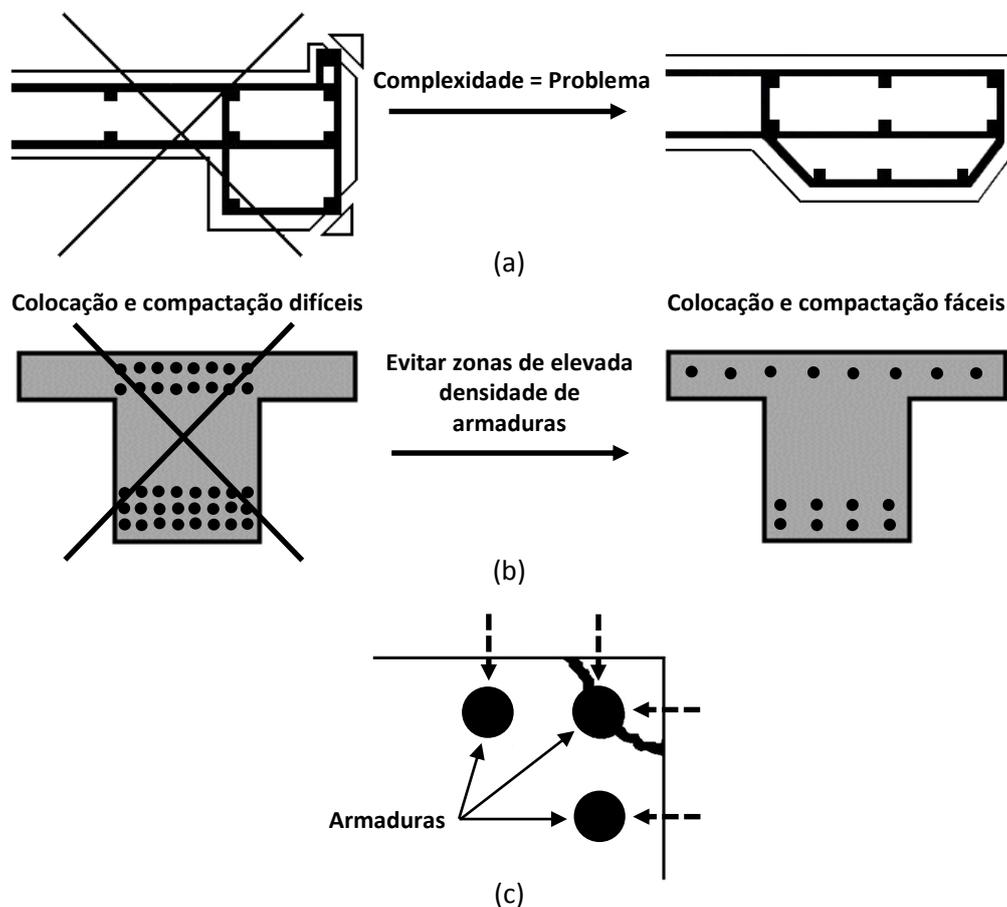


Figura 4.2 – Exemplificação de detalhes geométricos, pormenorizações e disposições construtivas que condicionam a durabilidade de uma estrutura de betão armado: posicionamento das armaduras nos cantos (a) e (c) (adaptados de [72] e [94] respetivamente); congestionamento das armaduras (b) (adaptado de [21])

- utilizar detalhes geométricos (evitar o traçado de superfícies horizontais nos elementos estruturais – Figura 4.3 (a)) que proporcionem uma completa e adequada drenagem (impedindo a saturação do betão pela permanência de água à sua superfície durante um elevado período de tempo – Figura 4.3), de maneira a impedir salpicos e o humedecimento de zonas da estrutura (juntas de construção) – Figura 4.3 (a) e (b), regiões de estagnação de água ou soluções corrosivas [4] [21] [72] [115];

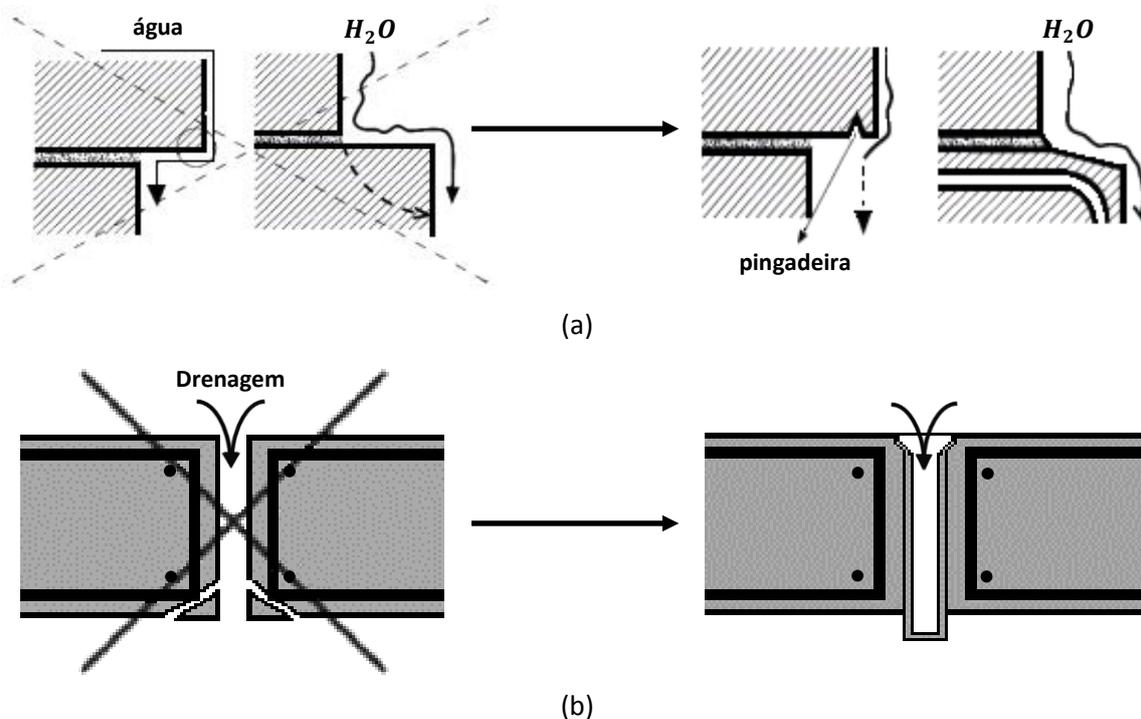


Figura 4.3 – Exemplificação de detalhes geométricos e disposições construtivas que condicionam a durabilidade de uma estrutura de betão armado: traçado de superfícies horizontais e regiões de acumulação de líquidos (a) (adaptado de [72]); humedecimento de zonas críticas estruturais (b) (adaptado de [21])

- efetuar a selagem das juntas aliada à adoção de superfícies geométricas sem reentrâncias, isentas de rugosidades e não suscetíveis à formação de interstícios, por forma a suprimir condições de acumulação de líquidos, suscetíveis de favorecer gradientes de concentração de oxigénio ou iões metálicos e subsequentemente corrosão por pilha de arejamento diferencial ou por pilha de concentração iónica [1] [4] [94];

- impedir a criação de razões de áreas desproporcionais entre os ânodos e os cátodos (a razão entre as áreas anódica e catódica deverá ser quantificada para valores superiores à unidade), que impliquem a corrosão preferencial de uma determinada zona em detrimento de outra [2] [4];

- garantir a acessibilidade às áreas estruturais suscetíveis de serem deterioradas por corrosão mediante um adequado dimensionamento, de modo a facilitar a inspeção e manutenção (como por exemplo as operações de limpeza ou pintura) [2] [4] [21];

- para além da adoção de geometrias não complexas, deverá ser prevenida a presença de cantos vivos, o que significa que as superfícies do betão deverão ser planas (particularmente nos rebordos), por forma a assegurar uma uniformidade das espessuras do betão de recobrimento e impedir o destacamento e/ou deterioração dos revestimentos protetores (impregnações ou pintura) com uma maior facilidade [4] [21] [72].

### 4.3.3 Classes de exposição ambiental

Para além de ações mecânicas, uma estrutura está igualmente exposta a condições ambientais, físicas e químicas [87] [92].

A metodologia de organização do micro e macro ambiente a que uma estrutura seja hipoteticamente submetida é apresentada na NP EN 206-1:2007, a qual explicita a orientação de definição e identificação das classes de exposição [81] [92]. De acordo com a NP EN 1990:2009 e LNEC E465, as classes ambientais deverão ser alvo de estudo e ponderação na fase de projeto, por forma a poder estimar a sua influência a nível de durabilidade e possibilitar a adoção de medidas adequadas para a proteção dos materiais estruturais [88] [92].

Segundo a NP EN 206-1:2007, as superfícies do betão podem ser submetidas a uma ou mais ações das que se encontram subdivididas na Tabela 4.8 (na qual são expostos exemplos informativos das condições de interação ambiental com as estruturas), pelo que poderá ser necessário, em função da agressividade do meio ambiente, a adoção de uma combinação de classes de exposição [81] [87]. Com efeito, na eventualidade de duas ou mais particularidades conduzirem a diferentes classes de agressividade, o ambiente deverá ser classificado como o da classe mais restritiva, por forma a satisfazer os requisitos mais exigentes [82].

Ainda referente ao mesmo documento normativo, é de extrema importância referir que esta metodologia de organização das ações ambientais em classes não omite a ponderação de circunstâncias particulares nos locais de aplicação do betão ou a utilização de métodos suplementares de proteção, tais como aços mais resistentes à corrosão (aços inoxidáveis austeníticos e austenítico-ferríticos) e revestimentos de superfície do betão (impregnação, revestimentos por pintura) ou das armaduras (revestimentos epoxídicos ou galvanizados) [87].

*Luca Bertolini [et. al]* afirma que os principais condicionamentos desta classificação residem no facto de serem exclusivamente consideradas as condições ambientais intermédias e mais frequentes, não tendo em ponderação as condições microclimáticas, nas quais estão incluídas as criadas pela própria estrutura, onde a agressividade pode diferir bastante das classes de exposição adotadas. Exemplificando, quando no interior de um edifício, num período de curta duração, a frente de carbonatação tem a possibilidade de atingir as armaduras, a taxa de corrosão associada é normalmente desprezível devido à baixa humidade relativa. No entanto, na eventualidade de se suceder um escoamento de água, ou se existir frequente condensação de intensidade considerável, o ataque corrosivo poderá atingir proporções consideráveis [21].

Tabela 4.8 – Classes de exposição em função das condições ambientais (adaptado de [91])

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
<b>Sem risco de corrosão ou ataque</b>		
<b>X0</b>	Para betão sem armaduras: todas as exposições exceto ao gelo/degelo, à abrasão, ou ataque químico	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Betão enterrado em solo não agressivo;</li><li>▪ Betão permanentemente submerso em água não agressiva;</li><li>▪ Betão com ciclos de molhagem/secagem não sujeito a abrasão, gelo/degelo ou ataque químico.</li></ul>
	Para betão armado: muito seco	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Betão armado em ambiente muito seco;</li><li>▪ Betão no interior de edifícios com muito baixa humidade do ar.</li></ul>

Tabela 4.8 – Classes de exposição em função das condições ambientais (cont.) (adaptado de [91])

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
<b>Corrosão induzida por carbonatação</b>		
<b>XC1</b>	Seco ou permanentemente húmido	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão no interior de edifícios ou estruturas, com exceção de áreas com humidade elevada;</li> <li>▪ Betão permanentemente submerso em água não agressiva.</li> </ul>
<b>XC2</b>	Húmido, raramente seco	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado enterrado em solo não agressivo;</li> <li>▪ Betão armado sujeito a longos períodos de contacto com água não agressiva.</li> </ul>
<b>XC3</b>	Moderadamente húmido	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Superfícies exteriores de betão armado protegidas da chuva transportada pelo vento;</li> <li>▪ Betão armado no interior de estruturas com moderada ou elevada humidade do ar (v.g. cozinhas, casas de banho).</li> </ul>
<b>XC4</b>	Ciclicamente húmido e seco	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado exposto a ciclos de molhagem/secagem;</li> <li>▪ Superfícies exteriores de betão armado expostas à chuva ou fora do âmbito da XC2.</li> </ul>
<b>Corrosão induzida por cloretos não provenientes do mar</b>		
<b>XD1</b>	Moderadamente húmido	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado em partes de pontes afastadas da ação direta dos sais descongelantes, mas expostas a cloretos transportados pelo ar.</li> </ul>
<b>XD2</b>	Húmido, raramente seco	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado completamente imerso em água contendo cloretos; piscinas.</li> </ul>
<b>XD3</b>	Ciclicamente húmido e seco	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado diretamente afetado pelos sais descongelantes ou pelos salpicos de água contendo cloretos<sup>(1)</sup>;</li> <li>▪ Betão armado em que uma das superfícies esta imersa em água contendo cloretos e a outra exposta ao ar (v.g., algumas piscinas ou parte delas). Lajes de parques de estacionamento de automóveis<sup>(2)</sup> e outros pavimentos expostos a sais contendo cloretos.</li> </ul>
<b>Corrosão induzida por cloretos da água do mar</b>		
<b>XS1</b>	Ar transportando sais marinhos mas sem contacto direto com água do mar	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado em ambiente marítimo saturado de sais;</li> <li>▪ Betão armado em áreas costeiras perto do mar, diretamente exposto e a menos de 200 m do mar. Esta distância pode ser aumentada até 1 km nas costas planas e foz de rios.</li> </ul>
<b>XS2</b>	Submersão permanente	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado permanentemente submerso.</li> </ul>
<b>XS3</b>	Zona de marés, de rebentação e de salpicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão armado sujeito às marés ou salpicos, desde 10 m acima do nível superior das marés (5 m na costa Sul de Portugal Continental) até 1 m abaixo do nível inferior das marés;</li> <li>▪ Betão armado em que uma das superfícies está imersa em água do mar e a outra exposta ao ar (v.g., túneis submersos ou abertos em rocha ou solos permeáveis no mar ou em estuário de rios). Esta exposição exigirá muito provavelmente medidas de proteção suplementares.</li> </ul>
<p><sup>(1)</sup> No nosso país estas situações deverão ser consideradas na classe XD1; <sup>(2)</sup> Idem, se relevante.</p>		

Conforme a NP EN 1992-1-1:2010, apesar das condições enumeradas na Tabela 4.8, uma estrutura de betão armado pode igualmente ser submetida a tipos específicos de ações indiretas, como o ataque químico proveniente de cloretos já incluídos no betão ou da própria utilização da estrutura (armazenamento de líquidos) e ao ataque físico proveniente de variações de temperatura e penetração de água [89] [97].

É de salientar que estas situações de elevada agressividade podem ser provocadas pela presença de uma simultaneidade de fatores, que individualmente não conduziriam à corrosão [21].

Como foi referido previamente, a NP EN 206-1:2007 explicita a eventualidade das condições ambientais a que uma estrutura de betão armado seja hipoteticamente submetida serem expressas como uma combinação de classes de exposição ambiental. Com efeito, a LNEC E464 identifica as combinações de classes de exposição de maior frequência em Portugal, como é possível observar na Tabela 4.9, embora tenham sido exclusivamente contabilizadas as classes de exposição relacionadas com o fenómeno da corrosão das armaduras (as remanescentes classes suscetíveis de ocorrer simultaneamente e relativas a outros tipos de ataque não são incluídas na Tabela 4.9) [87] [91].

Em conformidade com a LNEC E464, a carbonatação é um fenómeno vulgar em qualquer tipo de estrutura de betão armado, inclusivamente em ambientes contaminados por cloretos. Deste modo, excetuando as condições ambientais implícitas nas classes X0 e XC1, cuja possibilidade de ocorrência é definida como de forma individual, as restantes classes de exposição correspondentes à corrosão induzida por carbonatação são suscetíveis de se combinar com determinadas classes XS e XD (Tabela 4.9) [91].

Tabela 4.9 – Combinação de classes de exposição relativas à corrosão das armaduras (adaptado de [91])

	<b>X0/XC1</b>	<b>XC2 com:</b>	<b>XC3/XC4 com:</b>
Ação simultânea	–	XS2	XS1/XD1/XS3/XD3

Posteriormente à identificação do tempo de vida útil pretendido em função do tipo e forma estruturais e da definição das classes de exposição, os próximos fatores que se enunciam são o recobrimento e a qualidade do betão, com a finalidade de atingir a máxima durabilidade através da prevenção da corrosão das armaduras.

Relativamente à qualidade do betão, a primeira exigência consiste na obtenção de um betão de baixa permeabilidade, com elevado teor de cimento, teor mínimo de cloretos, suficiente espessura de recobrimento, compacto e efetuar o controlo da fendilhação [28] [89].

Independentemente da utilização de métodos suplementares de proteção, uma espessura adequada de recobrimento, aliada a uma baixa razão água-cimento deverão ser acauteladas durante a fase de construção, para a consecução de um betão com capacidade de ampliar o tempo necessário para que os cloretos e a frente de carbonatação atinjam o nível das armaduras [28]. Adicionalmente, outro fator que poderá ter alguma influência nesta matéria é a classe de resistência que, para além das mencionadas propriedades, é alvo de especificação nas referências normativas [89].

*John Broomfield* afirma que os materiais de substituição do cimento (adições), como as cinzas volantes, a escória granulada de alto-forno e a sílica de fumo, tem a habilidade de reduzir a dimensão e conectividade do sistema de poros cimentício, auxiliando na consecução de uma estrutura durável, particularmente em ambientes de elevada agressividade. No entanto, uma apropriada metodologia e período de cura poderão destacar-se no desempenho pretendido para estes cimentos compostos [28].

#### 4.3.4 Recobrimento das armaduras

Segundo *Manuela Salta [et. al]*, o betão de recobrimento é presumivelmente o único grande critério suscetível de determinar um antecipado desencadeamento do fenómeno da corrosão das armaduras, pelo que o desempenho estrutural é bastante sensível às suas falhas e defeitos, principalmente em termos de espessura. Com efeito, as medidas de inspeção e garantia do cumprimento de um determinado recobrimento são, na realidade, mais vantajosas do que qualquer outra forma de proteção [81].

Em conformidade com a NP EN 1992-1-1:2010 e a LNEC E464, o recobrimento é definido como a distância entre a superfície do aço (a qual abrange ligações, ganchos, cintas e estribos) mais próxima da superfície do betão e esta mesma superfície, quer seja horizontal, vertical ou inclinada [88] [91]. Deste modo, quanto maior for a espessura do betão de recobrimento, maior será o período de tempo necessário para que os agentes agressivos atinjam o nível das armaduras [82].

A Figura 4.4 ilustra este raciocínio, ao exibir uma relação temporal de degradação de uma estrutura resultante do fenómeno da carbonatação e/ou ataque dos iões cloreto, em função de diferentes espessuras do betão de recobrimento [81].

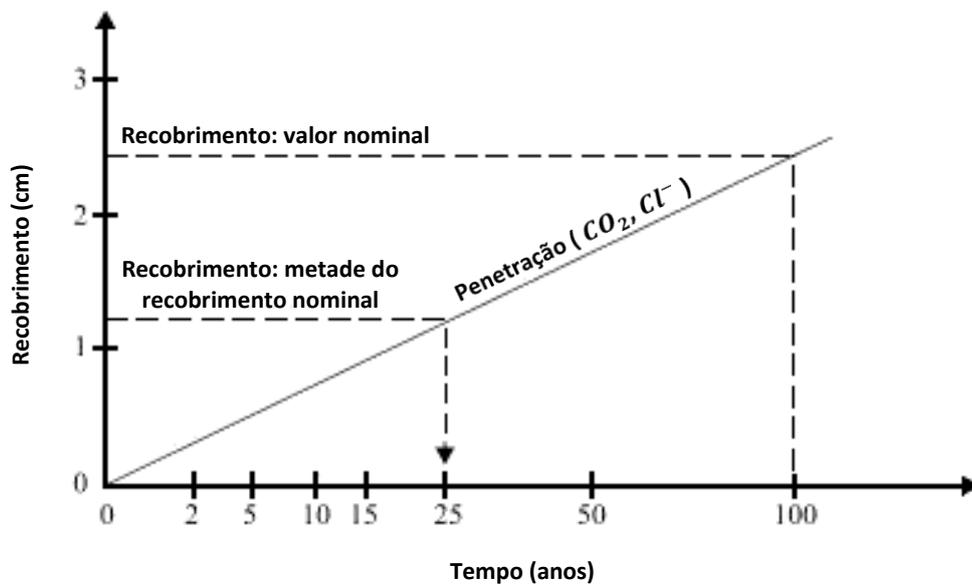


Figura 4.4 – Influência da espessura do betão de recobrimento perante o fenómeno da carbonatação e a ação dos cloretos, em função do período de vida útil (adaptado de [93])

Para além da necessidade de indicação do recobrimento nos desenhos, a NP EN 1992-1-1:2010 clarifica a obrigatoriedade de majoração do recobrimento mínimo a nível de projeto, por forma a serem tidas em consideração as tolerâncias de execução [82] [89].

O recobrimento nominal  $c_{nom}$  é definido como a soma do recobrimento mínimo  $c_{min}$  com o referido valor de tolerância dimensional relativo ao posicionamento das armaduras  $\Delta c_{dev}$  (Equação 4.1) [89] [97].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{Equação 4.1}$$

Segundo a NP EN 13670:2011,  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ , embora o respetivo desvio máximo admissível seja suscetível de minoração em determinadas circunstâncias [82] [90]:

- perante a implementação de um sistema de controlo de qualidade na qual se inclui a mensuração das espessuras do recobrimento, a margem de cálculo relativa a eventuais desvios na execução pode ser reduzida da seguinte forma – Equação 4.2 [82] [89]:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm} \quad \text{Equação 4.2}$$

- na eventualidade de ser assegurada uma elevada eficiência de um dispositivo de mensuração, aliada à rejeição absoluta dos elementos não conformes (como por exemplo elementos pré-fabricados), a margem de cálculo relativa à tolerância de execução admissível pode ser reduzida da seguinte forma – Equação 4.3 [82] [89]:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm} \quad \text{Equação 4.3}$$

De acordo com a NP EN 13670:2011, os valores do recobrimento e o posicionamento das armaduras não deverão desviar-se dos valores nominais expostos na Tabela 4.10, os quais se subdividem em duas classes de tolerância, que representam o grau de satisfação dos pressupostos de projeto e a concretização das exigências a nível funcional, com a finalidade de garantir a segurança estrutural [90]. Por forma a obter uma correspondência válida com as exigências pré-estabelecidas, deverão ser efetuadas inspeções individuais, com exceção nos locais de construção que admitam a realização de uma abordagem estatística [82] [90].

Tabela 4.10 – Desvios admissíveis para o recobrimento e posicionamento das armaduras (adaptado de [90])

Desvios admissíveis para o recobrimento e posicionamento das armaduras			
Tipo de desvio	Descrição	Classes de tolerância <sup>d)</sup>	
		1	2
<p>Requisito:  <math>c_{nom} + \Delta c_{(mais)} &gt; c &gt; c_{nom} -  \Delta c_{(menos)} </math></p>	Posicionamento das armaduras <sup>c)</sup> $\Delta c_{(mais)}$ $h \leq 150 \text{ mm}$ $h = 400 \text{ mm}$ $h \geq 2500 \text{ mm}$	$+ 10 \text{ mm}$ $+ 15 \text{ mm}$ $+ 25 \text{ mm}^b)$	$+ 5 \text{ mm}$ $+ 10 \text{ mm}$ $+ 20 \text{ mm}$
$c_{min}$ = recobrimento mínimo requerido $c_{nom}$ = recobrimento nominal = $c_{min} +  \Delta c_{(menos)} $ $c$ = recobrimento real $\Delta c$ = desvio admissível de $c_{nom}$ $h$ = altura da secção transversal	$\Delta c_{dev}$	$\Delta c_{dev}^a)$	$\Delta c_{dev}^a)$
<sup>a)</sup> A menos que especificado de forma diferente, $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ . A especificação de execução poderá estabelecer se é aceitável que uma abordagem estatística permita recobrimentos menores que $c_{min}$ ; <sup>b)</sup> Os desvios para mais $\Delta_{mais}$ do recobrimento das armaduras de fundações e de elementos de betão constituintes dessas fundações poderão ser aumentados 15 mm. Os desvios para menos $\Delta_{menos}$ são os indicados; <sup>c)</sup> Com interpolação linear para valores intermédios; <sup>d)</sup> Excetuando a eventualidade de ser especificada de outro modo, aplica-se a classe de tolerância 1 (classe de tolerância normal).			

A NP EN 1992-1-1:2010 evidencia que a função do recobrimento mínimo  $c_{min}$  é garantir a transmissão eficiente das forças de aderência, proteger o aço contra a corrosão e proporcionar uma adequada resistência ao fogo [89]. De maneira a satisfazer estas necessidades estruturais e os requisitos de durabilidade para a diversidade de condições ambientais, deverá ser selecionado o mais elevado do conjunto de valores que se apresentam na Equação 4.4, nunca inferior a 10 mm [82] [89] [97].

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad \text{Equação 4.4}$$

- em que:

$c_{min,b}$  – recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

$c_{min,dur}$  – recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta c_{dur,y}$  – margem de segurança;

$\Delta c_{dur,st}$  – redução do recobrimento mínimo perante a utilização de aços inoxidáveis;

$\Delta c_{dur,add}$  – redução do recobrimento no caso de proteção adicional.

Mediante a necessidade de garantir a transferência das forças de aderência concomitantemente com uma apropriada compactação do betão, o respetivo recobrimento mínimo  $c_{min,b}$  deverá ser superior ao diâmetro do varão no caso de varões isolados ou superior ao diâmetro equivalente ( $\phi_n$ ) perante agrupamentos de varões a partir do seu contorno exterior – Tabela 4.11 [81] [82] [88].

Tabela 4.11 – Valores do recobrimento mínimo,  $c_{min,b}$ , em função das forças de aderência entre as armaduras e o betão (adaptado de [88])

Requisitos de aderência	
Disposição dos varões	Recobrimento mínimo $c_{min,b}$ <sup>a)</sup>
Isolados	Diâmetro do varão
Agrupados	Diâmetro equivalente ( $\phi_n$ )
<sup>a)</sup> Se a máxima dimensão do agregado for superior a 32 mm, $c_{min,b}$ deverá ser aumentado de 5 mm.	

Os princípios relativos aos varões agrupados e isolados são equivalentes. Apesar de subsistir a possibilidade de serem agrupados varões com diferentes diâmetros, nos quais o quociente diametral não deverá exceder 1,7, os varões agrupados deverão possuir as mesmas características entre si a nível de tipo e classe [81] [89].

Relativamente à determinação de  $\phi_n$ , o agrupamento de varões é estimado como um varão equivalente com área e centro de gravidade correspondentes ao do agrupamento e pode ser efetuada da seguinte forma – Equação 4.5 [81] [89]:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad \text{Equação 4.5}$$

- em que:

$n_b$  – número de varões do agrupamento, limitado aos valores seguintes:

$n_b \leq 4$  para varões em compressão e nas juntas;

$n_b \leq 3$  nos restantes casos (excetuando-se dois varões posicionados um sobre outro).

Como foi referido previamente, a variação dos valores do recobrimento nominal  $c_{nom}$  está relacionada com as diferentes classes de exposição ambiental. Em conformidade com a NP EN 1992-1-1:2010, a designação de  $c_{min,dur}$  é atribuída às respetivas espessuras do recobrimento, subdivididas em diferentes classes estruturais, às quais correspondem os valores a serem utilizados no betão armado – Tabela 4.12 [81] [89].

Tabela 4.12 – Valores do recobrimento mínimo,  $c_{min,dur}$ , relativos aos requisitos de durabilidade para as armaduras de betão armado (adaptado de [89])

Requisitos ambientais para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classes estruturais	Classes de exposição ambiental						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	60
S6	20	25	35	40	45	50	55

A mínima classe estrutural recomendada é a S1 e, na eventualidade de ser solicitado um tempo de vida útil de projeto até 30 anos, a classe estrutural a adotar deverá ser a S3 [82] [89].

A classe estrutural indicada para um tempo de vida útil de projeto de 50 anos é a S4 [91].

Perante a ação do  $CO_2$  e/ou dos iões  $Cl^-$  e com o intuito de se atingir uma vida útil de 100 anos, o valor dos recobrimentos deverá ser alterado, recorrendo ao aumento da respetiva classe estrutural para S6 [82] [91]. De acordo com o anexo nacional da NP EN 1992-1-1:2010, encontram-se preconizados os valores dos recobrimentos mínimos e nominais das armaduras na Tabela 4.13 para tempos de serviço de 50 e/ou 100 anos, os quais diferem respetivamente de um incremento de 10 mm (ao valor dos recobrimentos mínimos e nominais) [82].

Tabela 4.13 – Recobrimentos mínimos e nominais para uma vida útil de 50 e 100 anos (adaptado de [89])

Recobrimentos mínimos ( $c_{min,dur}$ ) e nominais ( $c_{nom}$ ) das classes estruturais S4 e S6								
Tempo de vida útil de projeto		Classes de exposição ambiental						
		X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
50 anos (Classe S4)	$c_{min,dur}$ (mm)	10	15	25	30	35	40	45
	$c_{nom}$ (mm)	20	25	35	40	45	50	55
100 anos (Classe S6)	$c_{min,dur}$ (mm)	20	25	35	40	45	50	55
	$c_{nom}$ (mm)	30	35	45	50	55	60	65

A classe estrutural poderá ser alvo de redução nas seguintes circunstâncias:

- se a classe de resistência do betão utilizado (correspondente a uma determinada classe de exposição) for igual ou superior às mínimas classes de resistência prescritas;
- quando as armaduras de aço estiverem aptas para serem introduzidas nas cofragens, caso estas sejam previamente revestidas, por exemplo por resinas epoxídicas em conformidade com a norma norte-americana ASTM A775 / A775M - 07b (2014) – *Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars* [82];
- se o elemento estrutural de betão for laminar (como por exemplo lajes ou paredes) [81].

As modificações recomendadas às classes estruturais são exibidas na Tabela A.2 para uma diversidade de situações.

No que diz respeito à Tabela A.2, a redução do valor de  $c_{min,dur}$  mediante uma garantia especial do controlo de qualidade da produção do betão é exclusivamente aplicável se subsistir previamente uma consideração relativa ao controlo de produção, colocação e cura do betão [89]. Apesar das eventuais alterações ao valor de  $c_{min,dur}$ , são estabelecidos valores mínimos absolutos de acordo com a LNEC E464 e a NP EN 1992-1-1:2010:

- para um período de vida útil de 50 e 100 anos,  $c_{min,dur}$  deverá corresponder no mínimo às classes estruturais S2 e S4 respetivamente [82];
- na operação de betonagem sobre superfícies irregulares, o recobrimento nominal poderá suportar um incremento de acordo com a diferenciação provocada pela irregularidade, embora  $c_{min}$  deverá ser no mínimo 40 mm para a betonagem sobre o terreno previamente preparado (na qual se inclui o betão de limpeza) e 65 mm para a betonagem direta contra o terreno [82] [89] [91].

Para além das alterações recomendadas para as classes estruturais exibidas na Tabela A.2, é ainda possível modificar o valor de  $c_{min}$  nas seguintes condições:

- aquando a utilização de aços inoxidáveis austeníticos ou austenítico-ferríticos não soldados em vez do aço normal conforme a NP EN 10088-1:2012, o recobrimento mínimo poderá ser reduzido de  $\Delta c_{dur,st}$ , mediante uma consideração de todas as características pertinentes dos materiais, nomeadamente a aderência. De acordo com o anexo nacional da NP EN 1992-1-1:2010,  $\Delta c_{dur,st} = 20 \text{ mm}$ , o que significa que nesta circunstância,  $c_{min}$  poderá ser deduzido deste respetivo valor. No entanto, em função das reduções adotadas, as classes estruturais correspondentes à utilização de aços inoxidáveis para uma vida útil de 50 ou 100 anos, nunca deverão ser inferiores às classes estruturais 1 e 3 respetivamente [82] [89] [91];
- em função do presumível contacto com os agentes agressivos, quando for adotada uma proteção superficial complementar ao betão (como por exemplo um revestimento) conforme a NP EN 1504-2:2006 para o princípio 1 (proteção contra o ingresso) e para as classes XS ou XD os respetivos requisitos da LNEC E 468, o recobrimento mínimo poderá ser reduzido de  $\Delta c_{dur,add}$ . De acordo com o anexo nacional da NP EN 1992-1-1:2010,  $\Delta c_{dur,add} = 5 \text{ mm}$ , o que significa que nesta circunstância,  $c_{min}$  poderá ser deduzido deste respetivo valor [82] [89] [91];
- perante a presença de superfícies com características especiais e irregularidades (como por exemplo betão com agregados à vista ou superfícies estriadas), o recobrimento deverá ser aumentado no mínimo de 5 mm [82] [89];
- o recobrimento mínimo das armaduras pode ser reduzido para um valor equivalente a  $c_{min,b}$  relativamente aos requisitos de aderência da Tabela 4.11, quando é efetuada a betonagem contra outros elementos de betão pré-fabricados ou betonados *in situ*. Esta circunstância é exclusivamente válida para classes de resistência não inferiores a C25/30, tempos de exposição da superfície do betão ao ambiente exterior inferiores a 28 dias e na eventualidade de a interface se ter tornado rugosa [82] [89].

#### 4.3.5 Controlo da fendilhação

Em conformidade com a NP EN 1992-1-1:2010, a fendilhação é um fenómeno vulgar nas estruturas de betão armado submetidas à flexão ou tração (fissuras transversais), torção (fissuras em diagonal) e esforço transversal (fissuras transversais), proveniente de cargas diretas ou deformações impostas, pelo que é de extrema relevância efetuar-se a sua monitorização para evitar prejuízos a nível funcional e de durabilidade [89].

As fissuras, cuja direção é coincidente com a das armaduras, representam um maior risco de deterioração em relação às fissuras transversais, já que são suscetíveis de provocar o destacamento do betão de recobrimento – delaminação [72].

Deste modo, apesar de subsistirem determinadas circunstâncias em que são admissíveis fendas (desde que não coloquem em causa o desempenho da estrutura), surgiu a necessidade de se instituírem valores limite  $w_{max}$ , para a largura das fendas calculadas  $w_k$ , em função da essência e carácter estruturais e dos custos relativos aos processos de controlo deste fenómeno que conduz à deterioração prematura das estruturas de betão armado [89].

Os valores sugeridos de  $w_{max}$  para a multiplicidade de classes de exposição são exibidos na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Valores limite recomendados para o controlo da fendilhação (adaptado de [89])

<b>Valores recomendados de <math>w_{max}</math> (mm) para controlo da fendilhação</b>	
<b>Classes de exposição ambiental</b>	<b>Elementos de betão armado</b>
	Combinação de ações quase-permanente
<b>X0/XC1</b>	0,4 <sup>a)</sup>
<b>XC2/XC3/XC4</b>	0,3
<b>XD1/XD2/XS1/XS2/XS3</b>	

<sup>a)</sup> Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura das fendas não influencia a durabilidade e este limite é estabelecido para proporcionar, de um modo geral, um aspeto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspeto, este limite poderá ser reduzido.

Segundo a NP EN 1992-1-1:2010, perante a carência de informação acerca de determinadas propriedades (como por exemplo a impermeabilidade), os valores de cálculo das fendas  $w_{max}$ , apresentados na Tabela 4.14, poderão servir como auxiliares de referência no controlo das ações nos elementos de betão armado, a nível de durabilidade e aspeto [89].

É de relevância destacar a ausência da classe XD3 na Tabela 4.14, já que os elementos classificados nesta classe requerem procedimentos singulares em função do tipo de agente agressivo [89].

Relativamente à largura das fendas, para além do método analítico estabelecido na NP EN 1992-1-1:2010, subsiste uma simplificação opcional que limita o diâmetro e o espaçamento máximos dos varões em função da tensão de tração do aço. A respetiva metodologia de análise é exposta nas Tabelas 4.15 e 4.16 [89]. É de importância evidenciar que, na eventualidade do betão ser submetido a tensões de tração superiores, às quais é capaz de resistir, a probabilidade de fendilhação aumenta substancialmente [72].

Tabela 4.15 – Diâmetro máximo dos varões para controlo da fendilhação<sup>a)</sup> (adaptado de [89])

Tensão no aço <sup>b)</sup> (MPa)	Diâmetros máximos dos varões (mm)		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

<sup>a)</sup> Os valores indicados na tabela baseiam-se nas seguintes hipóteses:  $c = 25 \text{ mm}$ ;  $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$ ;  $h_{cr} = 0,5h$ ;  $(h-d) = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  e  $k_4 = 1,0$ ;  
<sup>b)</sup> Para as combinações de ações apropriadas.

Tabela 4.16 – Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação<sup>a)</sup> (adaptado de [89])

Tensão no aço <sup>b)</sup> (MPa)	Espaçamento máximo dos varões (mm)		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

<sup>a)</sup> Os valores indicados na tabela baseiam-se nas seguintes hipóteses:  $c = 25 \text{ mm}$ ;  $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$ ;  $h_{cr} = 0,5h$ ;  $(h-d) = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  e  $k_4 = 1,0$ ;  
<sup>b)</sup> Para as combinações de ações apropriadas.

## 4.4 Qualidade do betão

### 4.4.1 Requisitos prescritivos

Luca Bertolini [et. al] afirma, que na ótica da prevenção, a resistência de uma estrutura à corrosão é intrínseca a uma vasta gama de propriedades, que quando reunidas são designadas por qualidade do betão, na qual se incluem a sua composição e os cuidados necessários para a respetiva execução [21].

De acordo com a NP EN 206-1:2007 e com a LNEC E464, a metodologia prescritiva de especificação do betão é definida a nível de características e valores limite para a sua constituição [87] [91]. No entanto, segundo a LNEC E465, subsiste a alternativa de serem utilizados métodos de especificação baseados no desempenho, o que significa que é exequível, com recurso a modelos e metodologias de cálculo, a estimativa das propriedades do betão para determinados períodos de vida útil de projeto, em função da diversidade de condições ambientais implícitas no fenómeno da corrosão das armaduras em estruturas de betão armado [92].

É de salientar que previamente à especificação do betão em termos de características e valores limite, deverá ser primeiramente estabelecida a categoria de vida útil da estrutura (Tabela 4.7) por parte do projetista (na eventualidade deste facto não ter sido realizado anteriormente pelo dono de obra), de maneira a serem corretamente identificadas as particularidades impostas pelos requisitos prescritivos para a variedade de condições ambientais [82]. Em conformidade com a NP EN 206-1:2007 e com a LNEC E464, as exigências e itens de qualidade correspondentes a cada classe de exposição são particularizados a nível de:

- tipo e classe de materiais constituintes admissíveis (tipo de cimento);
- máxima razão água-cimento ( $a/c$ );
- mínima dosagem de cimento ( $C$ );
- mínima classe de resistência do betão ( $C/LC$ ).

Em função da agressividade ambiental implícita nas classes de exposição, as recomendações relativas aos locais de aplicação do betão em termos de valores limite para a constituição e características do mesmo (requisitos prescritivos) são apresentadas nas Tabelas 4.17 e 4.18 para um tempo de vida útil previsto de 50 anos [87] [91]. Com a finalidade de se alcançar um tempo de serviço superior ou inferior, subsiste a possibilidade de serem selecionados requisitos mais ou menos dispendiosos, embora seja de crucial importância a concretização de estudos específicos para a aplicação do betão nesses determinados locais. Um exemplo suscetível de ser ponderado é a redução da espessura do betão de recobrimento, fator determinante na prevenção da corrosão das armaduras [87].

De facto, a composição do betão é fundamental no que diz respeito às exigências de durabilidade e proteção das armaduras contra a corrosão, conjuntura suscetível de se traduzir na seleção de um betão de resistência à compressão superior à imposta pelo cálculo estrutural, com o intuito de atenuar os efeitos inerentes à agressividade ambiental [89]. No entanto e segundo a NP EN 206-1:2007, os requisitos da máxima razão água-cimento e mínima dosagem de ligante deverão sobrepor-se às exigências da mínima classe de resistência, que poderá ser pormenorizada adicionalmente em qualquer circunstância de aplicação do betão [87]. Nas Tabelas 4.17 e 4.18, os betões com agregados de peso corrente são identificados por C, enquanto os betões com agregados leves são identificados por LC [82].

Tabela 4.17 – Limites da composição e classe de resistência do betão sob a ação do dióxido de carbono para uma vida útil de 50 anos (adaptado de [91])

Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Classe de exposição								
Mínimo recobrimento nominal ( <i>mm</i> )	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima razão água-cimento	0,65	0,65	0,60	0,60	0,65	0,65	0,55	0,55
Mínima dosagem de cimento ( <i>kg/m<sup>3</sup></i> )	240	240	280	280	260	260	300	300
Mínima classe de resistência	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respetivamente;  
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland, em massa.

Tabela 4.18 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação dos cloretos para uma vida útil de 50 anos (adaptado de [91])

Tipo de cimento	CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D			CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		
	XS1/XD1	XS2/XD2	XS3/XD3	XS1/XD1	XS2/XD2	XS3/XD3
Classe de exposição						
Mínimo recobrimento nominal (mm)	45	50	55	45	50	55
Máxima razão água-cimento	0,55	0,55	0,45	0,45	0,45	0,40
Mínima dosagem de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	320	320	340	360	360	380
Mínima classe de resistência	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33	C35/45 LC35/38	C40/50 LC40/44	C40/50 LC40/44	C50/60 LC50/55

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL.

Uma das classes não incluída nas Tabelas 4.17 e 4.18 (relativas aos limites da composição e mínima classe de resistência do betão) da LNEC E464 é a classe X0 (sem risco de corrosão ou ataque), pelo que em conformidade com este documento normativo, as respetivas exigências estabelecidas na NP EN 206-1:2007 são válidas para qualquer período de vida útil de projeto e qualquer tipo de cimento ou mistura (excetuando os CEM II-T e os CEM II-W) [91]. Com efeito, o único requisito prescrito na NP EN 206-1:2007 é a mínima classe de resistência a adotar, que para a respetiva classe de exposição mencionada corresponde à C12/15 [87].

Nas Tabelas 4.17 e 4.18, os valores limite para a máxima razão água-cimento são apresentados em incrementos de 0,05 [87]. Relativamente às dosagens de cimento ( $C$ ), as quais são organizadas em incrementos de  $20 \text{ kg/m}^3$ , é de relevância salientar que a sua quantificação é efetuada em função da máxima dimensão do agregado mais grosso  $D_{max}$ , para valores iguais ou superiores a  $20 \text{ mm}$ . Mediante a possibilidade de inclusão de betões nesta classificação que possuam um valor inferior de  $D_{max}$  ( $< 20 \text{ mm}$ ), as dosagens de cimento deverão ser quantificadas da seguinte forma – Equações 4.6 e 4.7 [91]:

$$\text{para } 20 \text{ mm} > D_{max} \geq 12,5 \text{ mm} \rightarrow C_{20/12,5} = 1,10C \quad \text{Equação 4.6}$$

$$\text{para } 12,5 \text{ mm} > D_{max} \geq 4 \text{ mm} \rightarrow C_{12,5/4} = 1,23C \quad \text{Equação 4.7}$$

#### 4.4.2 Água de amassadura

Em conformidade com a NP EN 1008:2003 e no que diz respeito ao processo de fabrico do betão, a qualidade da água de amassadura é um fator preponderante, já que é suscetível de influenciar os tempos de presa, o desenvolvimento das resistências mecânicas e consequentemente a proteção das armaduras contra o fenómeno da corrosão [104]. Segundo António Costa [et. al], relativamente à sua funcionalidade, a água de amassadura introduzida no betão fresco possibilita um aumento de trabalhabilidade, pelo que auxilia as operações de colocação e compactação do betão. No betão endurecido, a água intervém na fase de hidratação do cimento, a qual é crucial para o desenvolvimento da resistência pretendida para o betão [98].

*Luca Bertolini [et. al]* afirma que a água utilizada para a amassadura do betão deverá estar isenta de contaminantes e resíduos prejudiciais, tais como sais ou impurezas, que possam condicionar a operação de colocação, o endurecimento da pasta cimentícia e outras características do betão [21].

Por forma a agir em concordância com este aspeto, a NP EN 1008:2003 explicita em função da origem, tempo de presa, resistência à compressão e outras exigências (presença de cheiro, sabor, óleos e gorduras, detergentes, cor, matéria em suspensão, ácidos e matéria orgânica), quais as águas admissíveis para utilização no betão. Com efeito, a água potável é avaliada como adequada, as águas subterrâneas, superficiais naturais e residuais industriais são toleráveis, mas suscetíveis a ensaios para a sua respetiva aptidão. A água recuperada dos processos industriais do betão deverá ser igualmente submetida a determinados requisitos relativos à quantidade de matéria sólida dissolvida, enquanto a água residual doméstica é alvo de rejeição para o processo de fabrico do betão [104].

Na ótica de prevenção da corrosão das armaduras e durabilidade das estruturas de betão armado, o teor de cloretos presente na água apurada para a amassadura é o fator de maior relevância. Desta forma, as águas salobras e marinhas não constituem uma opção válida, já que possuem uma elevada concentração destes agentes agressivos (4 g/l) [21].

O Quadro 2 da NP EN 1008:2003 expõe a concentração máxima tolerável de cloretos na água, a qual é limitada de 1000 mg/l. No mesmo documento normativo é igualmente clarificado que este valor poderá ser alvo de modificação, no caso particular do teor de cloretos no betão não exceder os valores limite discriminados na Tabela 4.19 [104].

*Segundo António Costa [et. al]* e relativamente às exigências de durabilidade, é de grande importância destacar que no processo de produção do betão, a quantidade de água a utilizar deverá ser minorada ao máximo, já que o seu excesso irá promover a sua subsequente evaporação, gerando uma rede contínua de capilares na solução porosa, suscetível de provocar efeitos prejudiciais a nível do ingresso de agentes agressivos. Um exemplo desta conjuntura é o agravamento do risco de ocorrência do fenómeno da carbonatação [98].

Recentemente, associada às inovações praticadas no âmbito dos adjuvantes e nomeadamente os superplastificantes, os quais detêm uma maior eficácia, a utilização de pequenas quantidades de água no processo de fabrico do betão é concretizável, sem que esta redução seja comprometedora para a trabalhabilidade e sucessivamente para as operações de colocação, compactação e cura na fase de execução [98].

#### 4.4.3 Adjuvantes

A NP EN 934-2:2009 define adjuvantes como produtos incorporados em pequenas quantidades no betão durante o processo de amassadura, que provocam uma melhoria das propriedades do betão fresco (estado fluido) ou endurecido (estado sólido), com a finalidade de auxiliar o cumprimento das exigências inerentes a cada obra [98] [99]. Em conformidade com a NP EN 206-1:2007, a quantidade máxima admissível destes produtos é de 50 g/kg de cimento, o que equivale a 5% em massa do teor de cimento e não deverá ser excedida a não ser nas circunstâncias em que uma maior dosagem proporcione o aumento do desempenho e da durabilidade do betão [87] [98] [100] [101].

Perante a aplicação de adjuvantes no betão é exigido que estes não provoquem nenhum efeito adverso e que seja averiguada a sua compatibilidade quando forem utilizados diferentes tipos [21] [87]. Um exemplo desta particularidade é a possibilidade destes produtos possuírem quantidades de iões  $Cl^-$  suscetíveis de ser prejudiciais para a corrosão das armaduras [21] [87].

De acordo com a NP EN 934-2:2009, caso o teor de cloretos presente no betão seja menor ou igual a 0,1% em massa de cimento, o adjuvante poderá ser considerado como isento de cloretos [99]. Tendo em consideração a sua introdução no betão, a NP EN 206-1:2007 estabelece ainda que na eventualidade da quantidade total de adjuvantes ser [87]:

- superior a  $3 \text{ l/m}^3$  de betão, o seu teor de água deverá ser contabilizado no cálculo da razão água-cimento;
- inferior a  $2 \text{ g/kg}$  de cimento, a sua aplicação será exclusivamente admissível se estes forem divididos numa parte singular da amassadura.

Por forma a obter um betão compatível com os requisitos de qualidade e durabilidade previamente definidos, um dos principais aspetos consiste na limitação da quantidade de água utilizada no seu fabrico [98]. Neste campo, a utilização de adjuvantes é bastante benéfica, já que possibilita a redução da água de amassadura e o aumento da trabalhabilidade [98]. Sob este ponto de vista, os adjuvantes mais utilizados são os designados por redutores de água (diminuem a exsudação), que em função da sua eficácia e composição química subdividem-se em plastificantes e superplastificantes [99].

Genericamente, os plastificantes possibilitam uma redução de água entre 5 a 15%, enquanto os superplastificantes permitem reduções de água bastante superiores (entre 25 a 35%) [98]. Quando a sua funcionalidade se traduz no efeito supramencionado, ambos não apresentam qualquer consequência negativa na trabalhabilidade [98]. Por outro lado, na eventualidade de não modificarem a dosagem de água como pretendido, aumentam consideravelmente a trabalhabilidade, pelo que a combinação dos dois efeitos é igualmente concretizável. Para além das características referenciadas possibilitam ainda um aumento da tensão de rutura, manutenção de consistência e diminuição da porosidade e permeabilidade [98] [99] [100] [101].

Segundo *António Costa [et. al]*, a principal forma de atuação dos plastificantes no betão traduz-se no seu efeito lubrificante, que induz a diminuição do atrito existente entre as partículas finas e entre estas e a água. No que diz respeito aos superplastificantes, o seu efeito dispersor e desfloculante permite que os seus agentes ativos sejam adsorvidos à superfície das partículas sólidas e as tornem eletricamente carregadas e repelentes [21] [98].

*Luca Bertolini [et. al]* afirma que os superplastificantes são utilizados com o intuito de atingir uma maior durabilidade em estruturas de betão armado (particularmente em elementos delgados ou perante o congestionamento das armaduras), já que melhoram o seu desempenho, desde que sejam satisfeitas as advertências dos fabricantes e que a sua aplicação tenha sido ponderada na constituição do betão [21] [100]. Mediante a redução da razão água-cimento e o aumento da trabalhabilidade, estas substâncias químicas inovaram substancialmente a aplicação do betão, na perspetiva da sua colocação e compactação, elevada resistência e desempenho [21] [98].

Na eventualidade do betão chegar à obra com algumas propriedades modificadas e diferentes das especificadas ou pretendidas (como por exemplo com uma maior viscosidade), subsiste normalmente a tendência de adicionar água à mistura cimentícia com a finalidade de aumentar a trabalhabilidade. Apesar de esta ação ser prejudicial e da NP EN 206-1:2007 interditar qualquer adição de água ou adjuvantes, exceto perante a responsabilidade do produtor, esta é uma prática comum em vários locais. Desta forma, para além das vantagens inerentes ao aumento da trabalhabilidade do betão fresco, dar-se-á igualmente um incremento na razão água-cimento o que é bastante desfavorável, pelo que implica uma redução de resistência e durabilidade. A aplicação de um produto superplastificante constitui uma medida viável e benéfica nesta conjuntura, já que melhora a trabalhabilidade, sem introduzir qualquer incremento na razão água-cimento [21] [87].

#### 4.4.4 Teor de cloretos

Outro requisito fundamental relativo à composição do betão é o máximo teor global admissível de cloretos (representado em percentagem de íões cloreto por massa de cimento), o qual não deverá exceder os valores dispostos na Tabela 4.19, em função das respetivas classes de exposição ambiental [87]. Relativamente à quantificação dos teores admissíveis, a estratégia preventiva de especificar baixos teores de cloretos tem como finalidade a salvaguarda do poder económico durante o tempo de serviço de uma estrutura [21].

Tabela 4.19 – Classes do teor de cloretos do betão (adaptado de [87])

<b>Máximo teor de cloretos admissível</b>		
<b>Utilização do betão</b>	<b>Classes de exposição ambiental</b>	
	<b>XC</b>	<b>XS/XD</b>
<b>Betão com armaduras de aço ou outros metais embebidos</b>	$Cl^- 0,4^{a)}$	$Cl^- 0,2^{a)}$

*<sup>a)</sup> Estas classes podem não ser aplicadas caso sejam tomadas medidas especiais de proteção contra a corrosão, como a proteção do betão ou recobrimentos, devidamente justificados, ou a utilização de aços inoxidáveis.*

De acordo com a NP EN 206-1:2007, os adjuvantes à base de cloretos e o cloreto de cálcio não deverão ser incorporados no betão com armaduras de aço ou outras ligas equivalentes (aços inoxidáveis, aços galvanizados e/ou revestidos), já que, como é evidente, constituem à partida um meio de maior acessibilidade à deterioração de uma estrutura, associada à presença destes agentes agressivos [87].

Com a finalidade de determinar o teor de cloretos no betão deverá ser realizada a sua estimativa através da individualização dos respetivos teores parciais de cada componente presente na constituição do betão. Para tal efeito, o resultado da soma dos teores parciais deverá estar em conformidade com o máximo teor de cloretos admissível para uma determinada classe de exposição ambiental (Tabela 4.19) ou de acordo com os teores recomendados pelo produtor [87].

De outra forma, a estimativa do teor de cloretos no betão pode ser efetuada através da mesma individualização dos respetivos teores parciais, mas com a particularidade de este cálculo poder ser facilitado através do recurso à seguinte expressão – Equação 4.8 [87]:

$$\% Cl^- = \sum_{n=1}^{25} (x) + 1,64 \times \sigma \quad \text{Equação 4.8}$$

- em que:

$x$  – últimas determinações de cloretos;

$n$  = número de determinações;

$\sigma$  = desvio padrão.

Ainda relativo ao cálculo do teor de cloretos, é de importância salientar que poderão ser aplicadas em conjunto as duas metodologias supracitadas, apesar do último procedimento ser especificamente adequado a agregados dragados do mar e perante a ausência de valores máximos normalizados ou comprovados pelo produtor [87].

#### 4.4.5 Razão água-cimento e dosagem de ligante

A razão água-cimento é um critério que condiciona a dimensão e continuidade da estrutura porosa do betão e constitui um dos fatores de maior influência na corrosão e durabilidade das estruturas de betão armado, maioritariamente nas características de trabalhabilidade, porosidade, resistência à compressão e permeabilidade, isto é, na qualidade do betão [51] [98].

Segundo *Manuela Salta*, a presença de água em quantidades excessivas na pasta cimentícia aumenta significativamente a porosidade do betão, que tem efeitos diretos na permeabilidade aos agentes agressivos [94]. Deste modo, quanto menor for a razão água-cimento, aliada a outros fatores que proporcionem qualidade ao betão (dosagem de ligante, colocação, compactação e cura do betão), menor será a difusibilidade do  $CO_2$ ,  $Cl^-$ ,  $O_2$  e humidade [51]. *Joana Coutinho* declara que a permeabilidade aumenta significativamente a partir de uma razão água-cimento superior a 0,6, associada à proliferação dos poros capilares resultante do excesso de água [72]. Este raciocínio é corroborado através da Figura 4.5, na qual é possível observar que à medida que o volume dos poros capilares aumenta (em função do aumento da razão água-cimento) e para razões água-cimento inferiores a 0,6, o valor da permeabilidade à água mantém-se baixo e aproximadamente constante. No entanto, para razões água-cimento superiores a 0,6, o valor da permeabilidade à água aumenta exponencialmente [72].

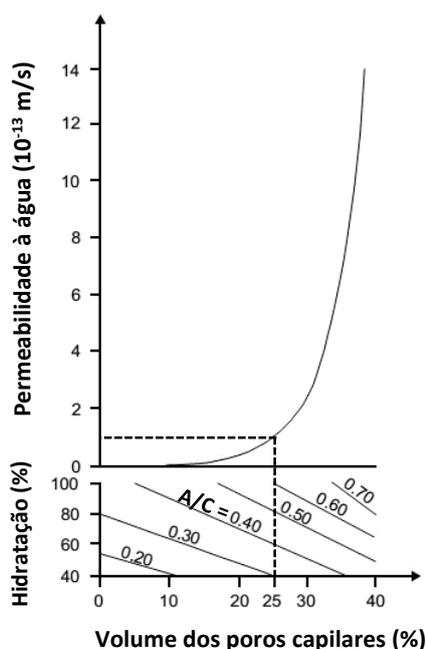


Figura 4.5 – Influência da razão água-cimento na permeabilidade do betão (adaptado de [93])

Tal como o seu nome indica, a razão água-cimento consiste no quociente entre a dosagem de água (quantidade total de água no betão) e a dosagem de cimento, para o qual não é incluída a quantidade de água consumida pelos agregados, devido ao facto do seu efeito no comportamento da pasta cimentícia ser negligível [98]. Aquando a sua estimativa, a NP EN 206-1:2007 impõe que não sejam superados os limites prescritos para a composição do betão numa quantidade superior a 0,02 para cada valor individual [87].

Relativamente à dosagem de cimento, este parâmetro influencia diretamente a trabalhabilidade do betão para que este possa ser compactado adequadamente, por forma a assegurar uma baixa permeabilidade [72]. Apesar de não ser dos fatores de maior contribuição para a diminuição da permeabilidade e qualidade do betão, o aumento da dosagem de cimento favorece a capacidade de fixação do  $CO_2$  e dos iões  $Cl^-$  e minimiza respetivamente a velocidade de carbonatação e os efeitos prejudiciais destes agentes agressivos [72].

#### 4.4.6 Adições

Em conformidade com a NP EN 206-1:2007, as adições são definidas como materiais inorgânicos bastante finos (moídos), cujo propósito de incorporação na matriz cimentícia é o aumento do seu desempenho (através da melhoria das suas propriedades), perante situações ou condições particulares, nomeadamente ambientes de elevada agressividade [87] [98].

A mesma referência normativa subdivide as adições em duas categorias distintas, em função da presença de propriedades hidráulicas latentes e pozolânicas [87] [98]:

- adições do tipo I: adições quase inertes (filer calcário de origem natural) que não possuem propriedades hidráulicas latentes ou pozolânicas;
- adições do tipo II: adições pozolânicas (pozolanas naturais e produtos de origem industrial, como as cinzas volantes e a sílica de fumo) e hidráulicas latentes (escória granulada de alto-forno proveniente de origem industrial).

De facto, a adição de materiais hidráulicos e pozolânicos ao Cimento Portland Normal proporciona notáveis melhorias ao seu desempenho a nível de durabilidade e resistência, o que se traduz no prolongamento do período de iniciação da corrosão das armaduras [21] [105] [106].

*Oswaldo Cascudo e Rob Polder* comprovam a veracidade desta afirmação, acrescentando que o seu efeito nas reações de hidratação com subsequente aumento da compacidade e redução da dimensão e conectividade do sistema de poros cimentício (refinamento da estrutura porosa) diminui a suscetibilidade do betão à penetração de líquidos, gases e iões agressivos [106]. No caso particular dos cloretos, para além dos referidos efeitos associados à formação de uma quantidade suplementar de silicato de cálcio hidratado (*CSH*), os cimentos compostos detêm uma elevada capacidade de fixação química, propriedade que admite a redução do teor de cloretos livres na matriz cimentícia, condicionando o alcance destes agentes agressivos ao nível das armaduras [105] [218].

Segundo *António Costa [et. al]*, a incorporação de filer calcário na pasta cimentícia induz algumas vantagens nas características do betão. Para além do aumento de trabalhabilidade e diminuição da permeabilidade e exsudação, proporciona resultados positivos relativamente ao calor de hidratação e à diminuição da probabilidade de fendilhação [98].

Comparativamente ao Cimento Portland Normal, para além da eficiência proveniente da adição de pozolanas naturais na redução do coeficiente de difusão de cloretos, este efeito intensifica-se com o recurso a minerais reativos hidráulicos (escória granulada de alto-forno) e a cinzas volantes, associado a um aumento da resistividade elétrica do betão, particularmente em ambientes de elevada concentração de cloretos (classe XS3) [21] [105].

Consequentemente e em conformidade com *Rob Polder*, as principais vantagens da introdução de adições do tipo II (escória granulada de alto forno, cinzas volantes e sílica de fumo) na matriz cimentícia relativamente ao Cimento Portland Normal são [105]:

- difusibilidade de cloretos 3 a 10 vezes inferior;
- necessidade de um teor crítico de cloretos idêntico ou superior para desencadeamento do fenómeno da corrosão (correspondente ao fim do período de iniciação);
- taxas de corrosão idênticas ou inferiores no período de propagação da corrosão.

As referidas adições também apresentam algumas desvantagens, tais como a redução da resistência numa idade prematura, uma maior sensibilidade a inapropriados processos de cura e uma menor trabalhabilidade. Estes fatores podem ser minimizados através de uma adequada ponderação da mistura do betão com recurso a ensaios e mediante uma verificação sistemática dos seus requisitos de qualidade e das matérias-primas em obra [105].

Segundo *Joana Coutinho*, uma particularidade bastante relevante dos cimentos com adições do tipo II é a sua fase de endurecimento lento nos primeiros tempos. Com efeito, os cimentos com adições de materiais pozolânicos e hidráulicos latentes apresentam uma maior vulnerabilidade aos processos de cura em relação ao Cimento Portland Normal, o que significa que na presença de uma metodologia de cura apropriada, nestes cimentos compostos é possível a obtenção de um betão de menor permeabilidade e porosidade. Na Figura 4.6 é exemplificado este raciocínio, a partir da qual é possível corroborar a influência dos processos de cura nos cimentos com adições e subseqüentemente na permeabilidade do betão [72].

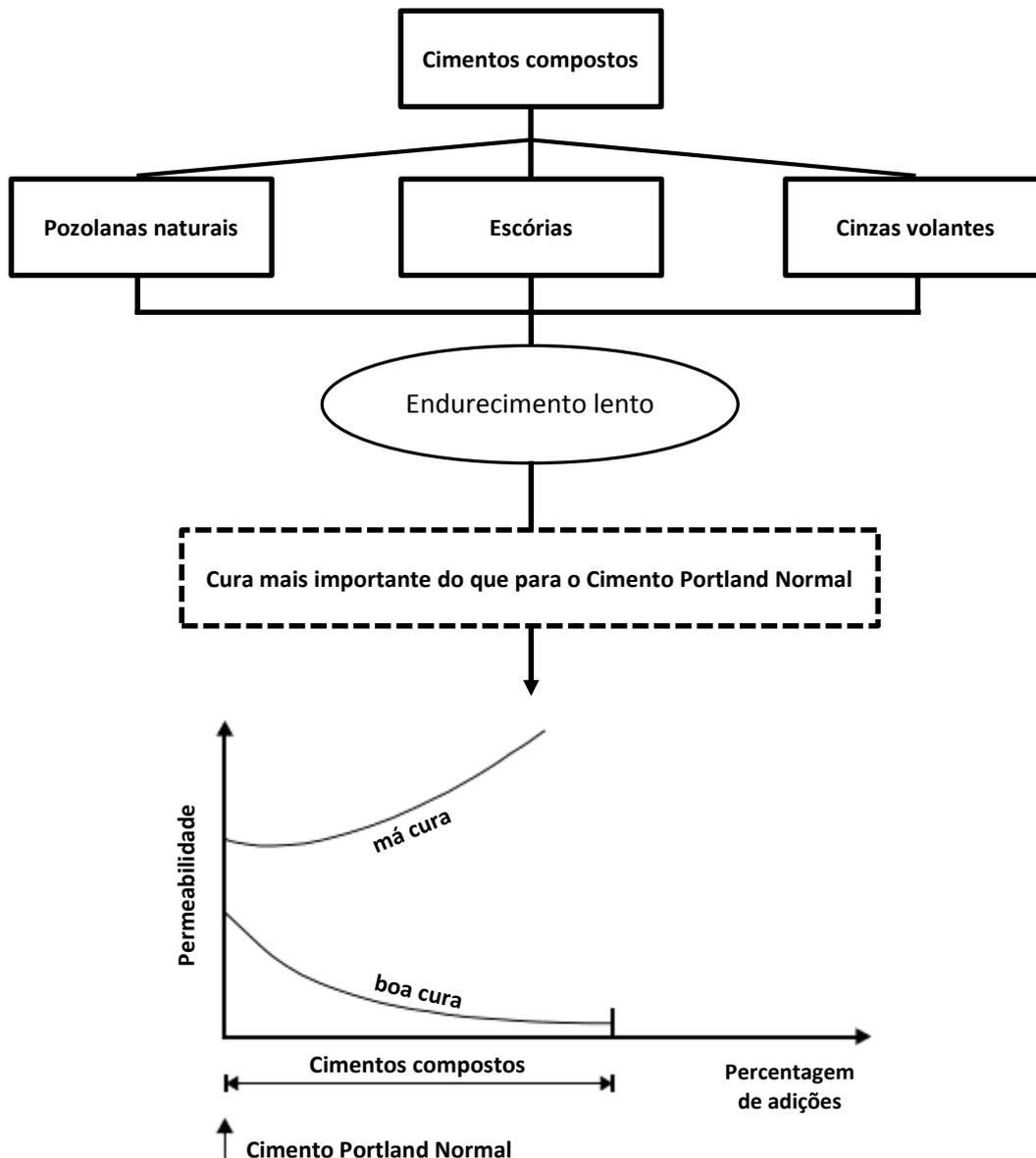


Figura 4.6 – Importância da cura nos cimentos compostos e seus efeitos na permeabilidade do betão, comparativamente ao Cimento Portland Normal (adaptado de [72] [93] [94])

Com o intuito de comparar o desempenho entre as adições de escória granulada de alto-forno e o Cimento Portland Normal foram realizadas algumas investigações no âmbito do período de despassivação e iniciação do fenómeno de corrosão por contaminação de cloretos. Após 16 anos de imersão total dos dois tipos de cimento mencionados no Mar do Norte, foi possível concluir que a utilização de cimentos com adições de 70% de escória granulada de alto-forno reduz efetivamente a probabilidade de ocorrência de corrosão, associada a uma penetração de cloretos bastante limitada.

A Tabela 4.20 expõe os resultados obtidos neste estudo, através da qual é possível observar que para diferentes espessuras de recobrimento dos betões, as adições de 70% de escória granulada de alto-forno apresentam um período de desp passivação aproximadamente 7 vezes superior ao Cimento Portland Normal [21] [107].

Tabela 4.20 – Resultados obtidos de um estudo efetuado no âmbito da desp passivação das armaduras por contaminação de cloretos, no qual foram utilizadas diferentes espessuras de recobrimento e dois tipos de cimento com uma dosagem de ligante de 420 kg/m<sup>3</sup> e processos de cura idênticos (adaptado de [107])

Tipo de cimento	Cimento Portland Normal	Cimento com 70% de escória granulada de alto-forno
Razão água-cimento	0,4	0,4
Coefficiente de difusão $D_{app}$ ( $10^{-12} m^2/s$ )	2	0,3
Recobrimento do betão (mm)	Tempo de desp passivação (anos)	
30	5	36
50	15	100
70	30	200

Apesar do excelente desempenho das adições de escória granulada de alto-forno ao Cimento Portland perante a ação dos iões cloreto, no que diz respeito ao fenómeno da carbonatação, estas adições não apresentam resultados tão satisfatórios. No entanto, *Giulliano Polito* afirma que os efeitos benéficos inerentes à utilização de escória granulada de alto-forno compensam os seus prejuízos [51]. De um modo geral, esta característica de elevado desempenho face à ação dos cloretos, em contrapartida com uma menor resistência à deterioração do betão provocada pela carbonatação é um aspeto vulgar nos cimentos compostos, particularmente quando os processos de cura são praticados de forma inadequada [72]. A Figura 4.7 evidencia esta circunstância, na qual é possível denotar profundidades de carbonatação superiores nos cimentos com adições de cinzas volantes e escória granulada de alto-forno, em oposição ao Cimento Portland Normal que melhora substancialmente este parâmetro [72].

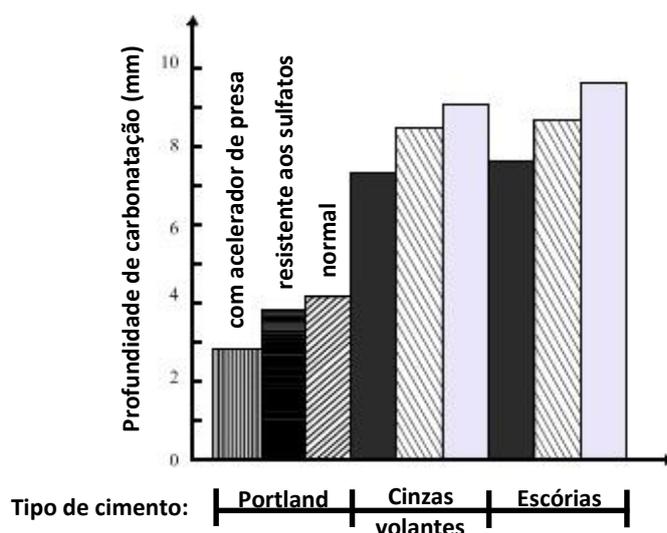


Figura 4.7 – Influência das adições de cinzas volantes e escória granulada de alto-forno na profundidade de carbonatação comparativamente ao Cimento Portland Normal (adaptado de [134])

Esta diferença de comportamentos face à ação dos  $Cl^-$  e ao fenómeno da carbonatação é igualmente corroborada por *Enio Figueiredo*, que evidencia o facto de alguns ensaios realizados demonstrarem efeitos negativos das adições na resistência à penetração do  $CO_2$  [110].

Segundo *Bamforth* e relativamente às adições de cinzas volantes, a prática de algumas experiências revelou que a sua incorporação no betão confere vantagens idênticas às fornecidas pela adição de escória-granulada de alto-forno [108].

Tendo em consideração a semelhança das propriedades fornecidas ao betão pelas cinzas volantes e pela escória granulada de alto-forno, foi efetuado um estudo comparativo entre estes materiais e o Cimento Portland Normal, num ambiente contaminado por cloretos e relativo a um período de iniciação para o fenómeno da corrosão de 75 anos.

Com base neste período de despassivação, o objetivo deste estudo foi a concretização de uma análise das classes de resistência de vários betões para diferentes espessuras de recobrimento, em função da sua respetiva diferente constituição. Os resultados desta investigação experimental são expostos na Tabela 4.21 [21] [108].

Tabela 4.21 – Análise das classes de resistência em função da adição de diferentes quantidades de escória granulada de alto-forno e cinzas volantes, em comparação com o Cimento Portland Normal, num ambiente contaminado por cloretos, para um período de iniciação de 75 anos e diferentes espessuras de recobrimento (adaptado de [108])

Tipo de cimento	Classe de resistência recomendada para um recobrimento de:		
	50 mm	75 mm	100 mm
<b>Cimento Portland Normal</b>	não aplicável	não aplicável	C50/60
<b>Cimento Portland Normal com:</b>	–	–	–
▪ <b>50% Escória granulada de alto-forno</b>	C40/50	C36/45	C24/30
▪ <b>60% Escória granulada de alto-forno</b>	C32/40	C24/30	C24/30
▪ <b>70% Escória granulada de alto-forno</b>	C24/30	C24/30	C24/30
▪ <b>20% Cinzas volantes</b>	C50/60	C40/50	C32/40
▪ <b>30% Cinzas volantes</b>	C40/50	C32/40	C24/30
▪ <b>40% Cinzas volantes</b>	C32/40	C24/30	C24/30

Através da análise da Tabela 4.21 é possível observar que à medida que aumenta a percentagem de adições ao Cimento Portland Normal, quer seja de escória granulada de alto-forno ou de cinza volantes, é viável reduzir as espessuras do recobrimento e simultaneamente as classes de resistência do betão [108]. Inclusivamente, é de relevância destacar a incapacidade do Cimento Portland Normal satisfazer as condições deste estudo (período de iniciação de 75 anos num ambiente contaminado por cloretos), a não ser que seja utilizada uma classe de resistência C50/60 e um recobrimento bastante elevado (100 mm) [21] [108].

Um outro estudo realizado por *Rob Polder* intitulado de *Influência da escória granulada de alto-forno, cinzas volantes e sílica de fumo na corrosão do betão armado em ambiente marítimo*, no qual foram utilizados vários tipos de betões, permitiu concluir que os cimentos com adições de 70% de escória granulada de alto-forno, 10% de cinzas volantes e 5% de sílica de fumo (de percentagem total da massa de cimento) melhoram as características do betão a nível de durabilidade em ambientes de elevada agressividade (zona de marés, rebentação e salpicos), com a obtenção de tempos de serviço bastante superiores aos do Cimento Portland Normal [105]. Contudo, nesta mesma investigação, foi evidenciado o facto da dosagem da sílica de fumo ser um parâmetro crítico, já que as suas baixas dosagens (como a de 5% utilizada no estudo realizado) não amplificam consideravelmente os requisitos de durabilidade. Por outro lado, as suas respetivas elevadas dosagens são suscetíveis de provocar efeitos negativos em termos de redução do pH da solução porosa e subsequente diminuição do teor crítico de cloretos. Deste modo, em função dos aspetos positivos e negativos relativos à dosagem da sílica de fumo, foi recomendada uma dosagem de 8% para a sua incorporação no Cimento Portland Normal [105].

Em conformidade com a NP EN 13263-1:2007, a sílica de fumo é normalmente aplicada em associação com um plastificante ou superplastificante. Esta referência normativa explicita igualmente a nível de requisitos químicos, que quando o teor de cloretos for superior a 0,1%, o produtor detém a obrigatoriedade de definir um valor limite, o qual não deverá exceder os 0,3% (em massa de cimento) [109].

#### 4.4.6.1 Normalização para a incorporação de adições no betão

Consoante a NP EN 206-1:2007 e no que diz respeito às alterações na dosagem de ligante e na razão água-cimento (para água/(cimento +  $k \times$  adição) inerentes à introdução de adições no betão, é necessário ter em consideração o estabelecimento de um fator  $k$  que insere algumas limitações a nível quantitativo [87].

O valor do fator  $k$  é variável em função do tipo de adição e as suas regras de quantificação são apresentadas seguidamente, as quais dizem respeito à incorporação de cinzas volantes ou sílica de fumo num CEM I (segundo a NP EN 197-1:2012) constituindo uma mistura. No entanto, este fator é igualmente aplicável às referidas adições perante a sua introdução em outros tipos de cimento e inclusivamente a diferentes adições, se coexistir uma norma nacional ou disposições construtivas que validem tal imposição [87].

Tendo em consideração os parâmetros da razão água-cimento e a dosagem de ligante aquando a determinação do fator  $k$ , as quantidades máximas admissíveis de cinzas volantes e de sílica de fumo deverão respeitar a seguinte restrição – Equações 4.9 e 4.10 [87]:

$$\text{cinzas volantes/cimento} \leq 0,33 \text{ em massa} \quad \text{Equação 4.9}$$

$$\text{sílica de fumo/cimento} \leq 0,11 \text{ em massa} \quad \text{Equação 4.10}$$

Na eventualidade de ser aplicada uma quantidade superior à especificada para as cinzas volantes, o valor em demasia não deverá ser contabilizado para a estimativa da razão água/(cimento +  $k \times$  cinzas volantes), nem para a dosagem mínima de cimento [87].

Em função da classe de exposição ambiental, a dosagem mínima de cimento poderá ser reduzida de um valor limite:  $k \times$  (dosagem mínima de cimento – 200)  $kg/m^3$ , embora a quantidade total de cimento + cinzas volantes necessite ser obrigatoriamente superior à dosagem mínima de cimento especificada nas Tabelas 4.17 e 4.18.

Os valores estimados para o fator  $k$  (relativamente à adição de cinzas volantes) são [87]:

$$\text{CEM I 32,5} \quad k = 0,2$$

$$\text{CEM I 42,5 e superiores} \quad k = 0,4$$

Na eventualidade de ser utilizada uma quantidade superior ao requisito prescrito aquando a utilização de adições de sílica de fumo, o valor em demasia não deverá ser contabilizado para o estabelecimento do fator  $k$ . No que diz respeito à redução da dosagem de cimento, este valor não poderá ser superior a 30  $kg/m^3$ , em função das classes de exposição para as quais a dosagem de cimento adotada é  $\leq 300 kg/m^3$ . A quantidade (cimento +  $k \times$  sílica de fumo) deverá ser sempre superior à mínima dosagem de cimento, de acordo com as Tabelas 4.17 e 4.18.

Deste modo, os valores estimados para o fator  $k$  (relativamente à adição de sílica de fumo) são [87]:

$$\text{Para uma razão água-cimento especificada} \leq 0,45 \quad k = 2,0$$

$$\text{Para uma razão água-cimento especificada} > 0,45 \quad k = 2,0$$

(exceto nas classes XC onde  $k = 1,0$ )

## 4.5 Fase de execução

A prevenção da corrosão das armaduras numa estrutura de betão armado não se foca exclusivamente na fase de projeto, na qualidade dos materiais ou nos valores limite adotados pela normalização em função da agressividade ambiental para o betão, recobrimento e seus constituintes. Com efeito, deverão ser tomados cuidados na preparação dos moldes para a colocação do betão, nas operações de compactação e cura, tal como na garantia da sua correta execução e supervisão. Para além das precauções a nível de fornecimento, receção, transporte e colocação do betão com a finalidade de minimizar a segregação e/ou exsudação, a vibração deverá garantir que este atinge o estado de maior compacidade e menor permeabilidade.

Os varões deverão ser posicionados e espaçados por forma a assegurar o total envolvimento das armaduras pelo betão, enquanto os espaçadores deverão ser aplicados adequadamente para garantir a perfeita correspondência entre os valores reais e os estipulados para os recobrimentos nominais. O processo de cura deverá ser realizado de forma a proporcionar as condições satisfatórias de humidade e temperatura durante o intervalo de tempo inerente à maximização das reações de hidratação da mistura cimentícia e garantir que o betão atinge as propriedades especificadas e pretendidas. É de importância salientar a necessidade de realização de várias atividades de inspeção intrínsecas à verificação da conformidade com os requisitos prognosticados e à identificação das fragilidades de cada etapa construtiva na fase de execução. As deficiências, falhas e erros associadas a qualquer uma das condições mencionadas irão induzir consequências negativas na durabilidade e desempenho de uma estrutura de betão armado (Figura 4.8) e prejudicar o esforço praticado na fase de projeto [21] [81] [87] [90] [94].

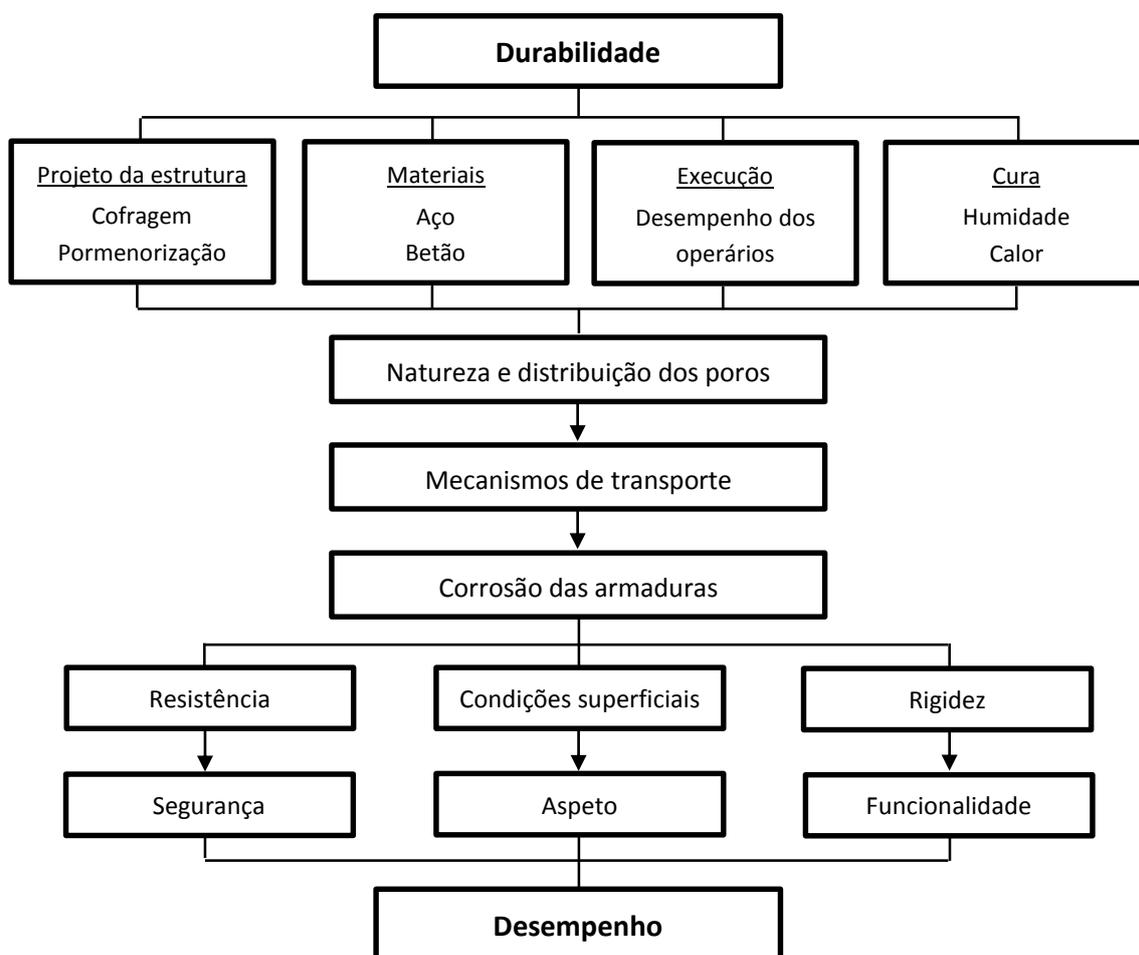


Figura 4.8 – Exemplificação da correlação entre durabilidade e desempenho (adaptado de [141])

#### 4.5.1 Cofragem e cimbras

A cofragem (Figura 4.9) é a designação atribuída ao molde que irá garantir o confinamento do betão fresco e respetiva estrutura provisória de suporte. Ao permitir a sua sustentação, atribui a forma prevista para a estrutura, enquanto este não adquire capacidade e resistência para se auto-suportar, conservando-o até ao seu suficiente endurecimento [83] [113] [114]. É essencial que o molde seja de elevada estabilidade e que simultaneamente possibilite a transmissão das cargas estáticas e dinâmicas para os elementos de suporte (prumos e esticadores) [114].

De acordo com a NP EN 13670:2011, a projeção e execução das cofragens deverá ser efetuada por forma a suportarem a diversidade de ações que são intrínsecas ao processo de construção (choques, sobrecargas, ventos) e garantirem através da sua rigidez, estabilidade e capacidade resistente, os desvios admissíveis nas especificações e consequentemente a integridade dos elementos estruturais [83] [90].



(a)

(b)

Figura 4.9 – Exemplificação de cofragem: vertical – muros/pilares (a) [255]; modulada – paredes (b) [256]

A conceção e projeto destas construções provisórias e as respetivas fases de montagem, desmontagem e reutilização são de grande importância para a execução de estruturas em betão armado, pelo que não deverão condicionar ou danificar a sua aparência, finalidade, fisionomia e durabilidade [83] [90]. Para tal efeito, é admissível a utilização de quaisquer tipos de materiais consoante a normalização existente. Perante a ausência de regulamentação, deverão ser contabilizadas as propriedades dos materiais em questão, respetivos critérios de compatibilidade e desempenho estruturais [90].

Para além de assegurarem as geometrias pretendidas em função das tolerâncias admissíveis, as cofragens deverão resistir durante a operação de betonagem aos impulsos e ações provenientes da colocação do betão no estado fluido, com reduzida deformação [90]. Quando for necessário, também poderão ser definidas contraflechas no projeto estrutural de modo a compensar as futuras deformações, possibilitando a modificação da geometria da cofragem em relação à forma final que é requerida para a estrutura [83] [90].

A superfície interior das cofragens não deverá conter impurezas, pelo que poderá ser necessário adotar janelas temporárias na face interior, para possibilitar a limpeza dos moldes [83] [90]. Uma condição fundamental é a garantia da sua estanqueidade (especialmente nas juntas entre painéis ou pranchas, nas zonas de deficiente soldadura, fixação e aparafusamento) e rigidez, aliadas a uma baixa capacidade de absorção, por forma a impedir deslocamentos e fugas de água ou das partículas finas do betão fluido, suscetíveis de modificar as características pretendidas para o betão, tornando-o permeável, fendilhável ou inestético [72] [83] [90] [114].

Alguns tipos de cofragem são sensíveis à absorção de quantidades consideráveis de água e permitem a evaporação, pelo que deverão ser alvo de humedecimento com o intuito de impedir a dissipação de água no betão [90].

Para além das exigências funcionais mencionadas, as cofragens condicionam a textura e qualidade da superfície do betão, pelo que deverá ser estabelecido nas especificações de execução o respetivo tratamento das superfícies, em função das características de acabamento pretendidas quando os elementos forem descofrados. As superfícies de cofragem que se apresentarem bastante lisas representam um obstáculo à aplicação de revestimentos superficiais no betão [83] [90] [114]. A ausência de inspeção, défices dos materiais e do modo de ligação entre eles conduzem às falhas mais vulgares no processo de cofragem. Deste modo, previamente à colocação das armaduras, deverá ser realizada uma verificação por pessoas qualificadas no que diz respeito às dimensões, posicionamento das peças a betonar e à identificação de flechas anormais, de acordo com as especificações do projeto estrutural [114].

Um cimbre (Figura 4.10) é um acessório temporário que auxilia a sustentação da estrutura até que esta adquira a capacidade resistente ideal para se auto-suportar durante as operações de colocação e compactação do betão [83] [90].



Figura 4.10 - Exemplificação de cimbramentos: contínuo ao solo (a) [255]; escoramento de cargas verticais (b) [254]

Segundo *Júlio Appleton*, relativamente aos critérios inevitáveis de especificação no projeto de um cimbre, é essencial quantificar o seu peso próprio e das cofragens, o peso dos materiais e equipamentos, do betão e dos trabalhadores, as ações climáticas (vento e neve) e as tolerâncias de deslocamentos provenientes das forças horizontais no ato de montagem e das operações de betonagem (efeitos estáticos e dinâmicos) [83]. Com o intuito de evitar possíveis deslizamentos durante a colocação e compactação do betão deverá ser garantido o suporte e estabilidade dos cimbramentos através da correta inserção e posicionamento das cunhas [90]. Para além destes fatores e de forma idêntica às cofragens, a NP EN 13670:2011 exige igualmente que sejam especificados para os cimbramentos e escoramento as operações e os métodos de montagem e desmontagem, ajuste, aplicação de contraflechas propositadas (que compensem a deformação dos cimbramentos e da estrutura), carregamento, descofragem e desmantelamento [83] [90].

No que diz respeito à manutenção da cofragem no seu local inicial, em conformidade com a NP EN 13670:2011 e com *Júlio Appleton*, são instituídas algumas regras relativas aos acessórios provisórios responsáveis pela sua manutenção e de forma semelhante para outros elementos a serem embebidos no betão (espaçadores, chumbadouros, chapas de ancoragem). Deste modo, todos os elementos de fixação deverão ser imunes à corrosão e introduzidos de forma adequada por forma a permanecerem na sua posição e resistirem às operações de betonagem (colocação e compactação do betão), sem comprometerem o desempenho e durabilidade estruturais. Ao impedirem a inserção de ações inadmissíveis na estrutura, estes dispositivos deverão conservar a sua fisionomia e permanecerem livres de contaminantes que possam interagir de forma desfavorável com o betão e com as armaduras, de maneira a que os recobrimentos estipulados sejam cumpridos, adquirindo-se a proteção pretendida contra a corrosão [83] [90].

#### 4.5.1.1 Remoção da cofragem e cimbragem

A operação de descofragem merece especial atenção, pelo facto de ser a de maior contribuição para os danos dos materiais da cofragem, através de choques ou sobrecargas, o que se traduz na redução do seu respetivo número de utilizações. A remoção do suporte e a operação de descofragem não deverão provocar deformações, nem evidências de imperfeições no betão [90] [114].

Com o intuito de auxiliar o processo de descofragem através da diminuição da aderência entre o betão e a cofragem, utilizam-se normalmente produtos descofrantes (óleos). A aplicação destes produtos é alvo de algumas condicionantes, pelo que não deverão ter impactos negativos no meio ambiente, nas cofragens, nas armaduras, no betão e à sua superfície (tendo em consideração a possível aplicação de revestimentos). Para além das imposições funcionais descritas, os produtos descofrantes, aquando o seu contacto com as superfícies do betão, destinam-se à modificação da sua textura e diminuição dos efeitos inerentes à presença de humidade, com um aumento das suas características de durabilidade [83] [90] [114].

Na fase de projeto, é de crucial importância especificar o período de permanência das cofragens, dos cimbramentos e do escoramento, em função da resistência mínima pretendida para o betão. Na eventualidade de este critério não ter sido definido, a NP EN 13670:2011 recomenda o valor limite mínimo de 5 MPa de resistência à compressão do betão, no que diz respeito à capacidade deste suportar e resistir aos impactos e efeitos negativos decorrentes do processo de descofragem ou a utilização de um suporte adicional, como é o caso do subescoramento, que confere uma maior estabilidade a esta etapa da construção [90].

A sua prévia remoção e sujeição do betão a cargas para o qual não se encontra apto implicará um aumento das deformações elásticas e por fluência. Segundo estas condições, o betão não possuirá capacidade para resistir a possíveis danos inerentes ao processo de descofragem e às ações de carga e climáticas que lhe serão impostas, o que terá consequências negativas ao evitar deformações superiores às especificadas na regulamentação [83] [90].

Estes fatores permitem concluir que as cofragens e os cimbramentos não deverão ser removidos até que os elementos estruturais obtenham a resistência necessária para suportar o seu peso e eventuais cargas adicionais. Para tal efeito, as cargas deverão ser aliviadas numa determinada sequência que garantam a estabilidade dos elementos estruturais. Normalmente, a cofragem dos pilares é removida previamente às cofragens das vigas e das lajes [83] [90] [114].

É de importância salientar que na eventualidade de a manutenção das cofragens estar incluída na metodologia de cura do betão, a sua remoção deverá ser realizada em conformidade com as Tabelas 4.24, 4.25 e 4.26 [90].

#### 4.5.1.2 Cofragem de permeabilidade controlada

Joana Coutinho afirma que é exequível uma melhoria considerável na durabilidade de uma estrutura de betão armado através da aplicação da cofragem de permeabilidade controlada (CPF) – *Controlled Permeability Formwork*, já que a forma pretendida para o betão está dependente da eficácia dos moldes, que são preponderantes nas operações de colocação e compactação do betão [72]. Através dos requisitos insubstituíveis que garantem a qualidade do betão (razão água-cimento, tipo de cimento, recobrimento, compactação, cura do betão, etc.) é possível a obtenção de um betão durável, embora seja viável atingir uma porosidade e permeabilidade significativamente reduzidas através destes moldes inovadores (os quais foram desenvolvidos essencialmente a partir de 1985 no Japão), que proporcionam um aumento do período de vida útil estrutural [72] [141]. Este conceito é sintetizado na Figura 4.11.

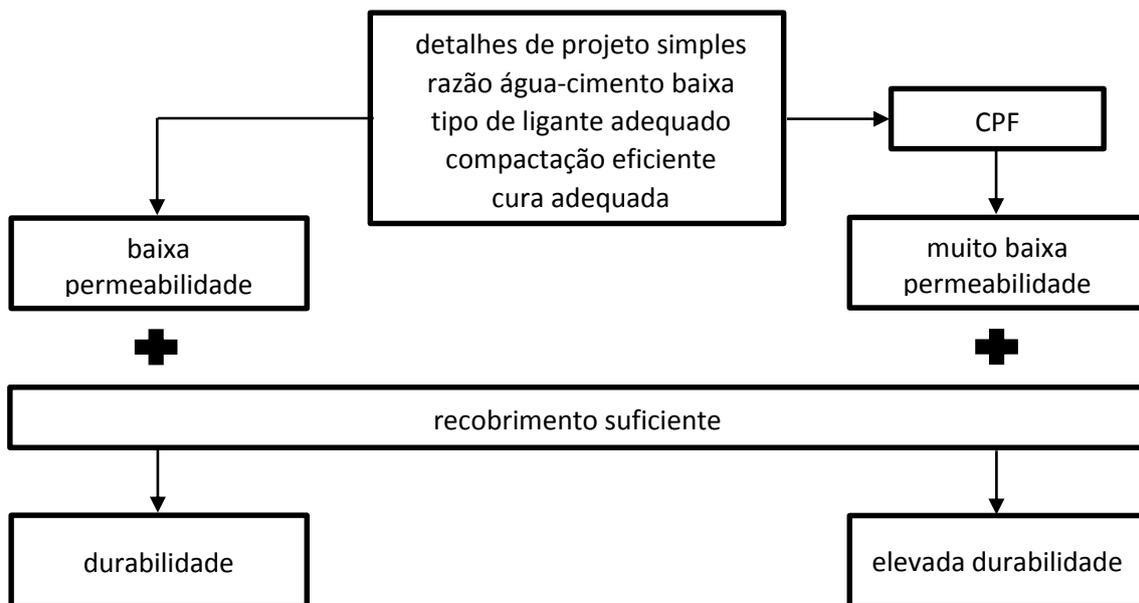


Figura 4.11 – Influência da cofragem de permeabilidade controlada no aumento de durabilidade [72]

Os componentes que se incluem num sistema de permeabilidade controlada são: o filtro, o dreno, o molde e suporte estruturais [72].

Previamente à operação de betonagem, é disposto na face interior do molde estrutural um filtro. O fundamento da sua introdução neste sistema é o de possibilitar a passagem da água e ar. Para tal efeito, trata-se de um material bastante fino para que ao desempenhar a sua função filtrante, não sejam desperdiçadas quaisquer partículas de cimento, aliada à manutenção da quantidade de água essencial para que o processo de cura seja executado de forma correta [72]. À medida que o betão vai sendo colocado no molde são retidas as partículas de cimento à superfície, enquanto a água e o ar vão sendo simultaneamente transportados para o exterior através de um dreno – Figura 4.12. A transferência do ar e da água para o exterior intensifica-se na operação de vibração do betão, já que esta incide na obtenção de um betão o mais denso possível (ao ser compactado, são expelidas as bolhas de ar retidas).

O sistema completa-se com a presença de um suporte estrutural, que detém a finalidade de atenuar as pressões exercidas pelo betão [72].

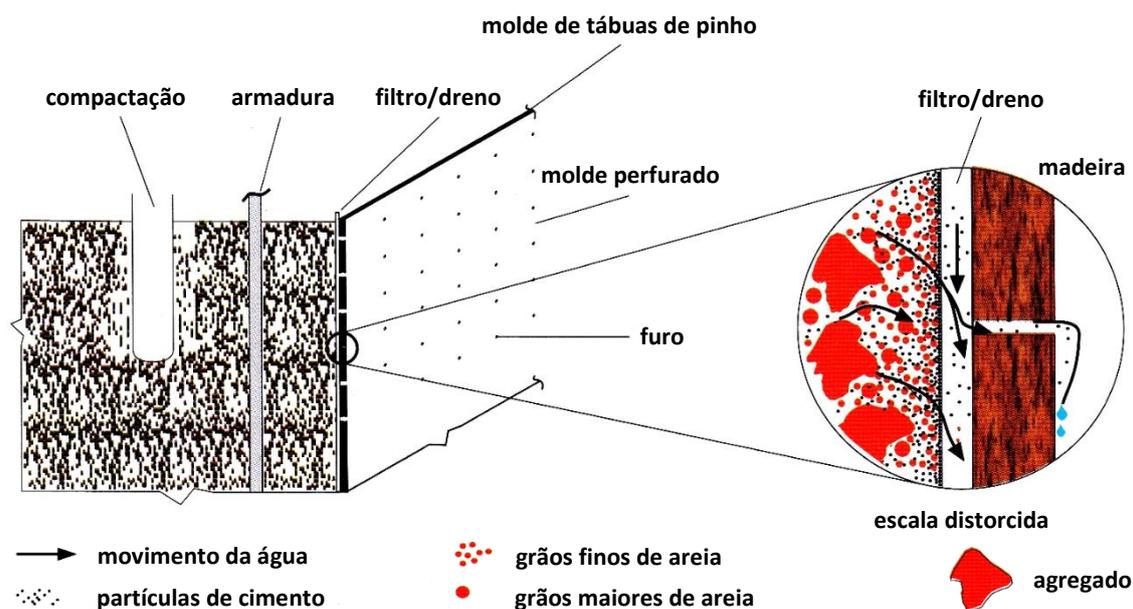


Figura 4.12 – Exemplificação de um sistema de cofragem de permeabilidade controlada (adaptado de [72])

Tendo como principal finalidade o impedimento da redução da compacidade e resistência, bem como a frequência de rugosidades e defeitos normalmente identificáveis nas camadas superficiais do betão – *skin concrete* (Figura 4.13), o sistema de cofragem de permeabilidade controlada proporciona um aumento da durabilidade estrutural, através da diminuição controlada da razão água-cimento. Desta forma, o número e a dimensão dos poros são minimizados, com um resultante decréscimo da porosidade e permeabilidade do betão, o que se traduz numa maior resistência à penetração de agentes agressivos [72].

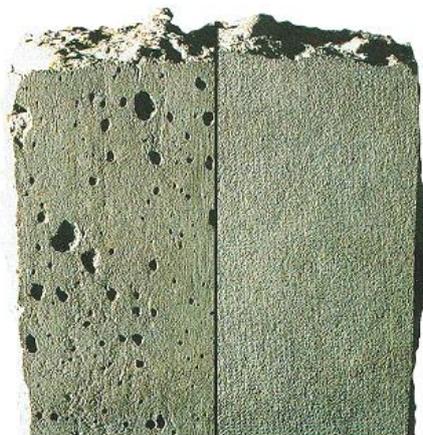


Figura 4.13 – Comparação entre um acabamento superficial com o recurso à cofragem de permeabilidade controlada (direita) e sem o recurso a esta técnica (esquerda) [72]

Para além do aumento da resistência superficial, proporcionado pela diminuição controlada da razão água-cimento e pela subsequente menor porosidade da rede capilar, a cofragem de permeabilidade controlada possibilita através da remoção de uma determinada quantidade de ar, a obtenção de um melhor acabamento superficial, facto, que em superfícies inclinadas e na presença de elevadas dosagens de cimento, pode induzir um maior valor económico na reparação de falhas e/ou defeitos [72]. Como consequência da combinação dos dois efeitos referidos, respetivamente a diminuição de ar e água, aliados ao inerente aumento de compacidade, a sua permeabilidade aos líquidos e gases é reduzida, o que é vantajoso em ambientes marítimos na presença de agentes agressivos (cloretos), na obstrução à evolução da carbonatação perante a difusão do dióxido de carbono no betão, o que se verifica igualmente para a humidade e oxigénio, fatores cruciais para o desencadeamento da corrosão.

Outro aspeto vantajoso é a minimização da retração plástica, resultante do controlo dos parâmetros oriundos de todo este sistema, que evitam a vulgar perda de água acelerada do betão nas primeiras horas após a sua compactação (presa), possuindo a vantagem de impedir uma secagem prematura em ambientes secos e quentes. A cofragem de permeabilidade controlada dispensa a utilização de produtos descofrantes devido à sua incompatibilidade com estes materiais e possibilita a utilização de uma classe de resistência do betão inferior, o que é suscetível de representar em certas circunstâncias um aspeto monetariamente positivo, desde que seja garantido o seu desempenho equivalente [72].

#### 4.5.2 Espaçamento entre varões

Os requisitos relativos ao espaçamento entre varões e ao posicionamento dos espaçadores são formulados na fase de projeto, embora sejam praticados na fase de execução.

Em conformidade com a NP EN 1992-1-1:2010, de maneira a possibilitar uma adequada colocação e compactação do betão com o seu total envolvimento nas armaduras, associado à garantia dos requisitos de aderência, a distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou camadas horizontais  $s_{min}$ , deverá ser superior a – Equação 4.11 [89] [102]:

$$s_{min} = \{ \Phi_{maior}, \Phi_{n\ maior}; (d_g + 5\text{ mm}); 20\text{ mm} \} \quad \text{Equação 4.11}$$

- em que:

$d_g$  – máxima dimensão dos agregados.

Aquando da disposição dos varões em várias camadas horizontais, deverá ser assegurada a sua rigidez e estabilidade, por forma a resistirem à operação de colocação e compactação do betão, aliados à sobreposição individual de cada uma das camadas horizontais por camadas verticais [89] [103]. Na pormenorização efetuada é necessário evitar a presença de malhas de armaduras muito estreitas, para garantir que a distância entre as camadas verticais possibilite uma área suficiente para a introdução dos vibradores (diâmetro entre 60 a 90 mm), de maneira a ser realizada a compactação do betão em condições satisfatórias [82] [89].

De acordo com a LNEC E464 e a LNEC E469, com o intuito de satisfazer os requisitos prescritos para o recobrimento nominal, são utilizados espaçadores constituídos por argamassas de cimento de resistência à compressão média não inferior à do betão aplicado ou espaçadores de plástico nos elementos estruturais, de modo a suportarem e permanecerem intactos perante as cargas aplicadas previa e posteriormente à operação de betonagem, sem deformações [103] [191]. Ao impedirem deslocamentos nas armaduras, os espaçadores garantem o seu perfeito posicionamento para que estas cumpram a sua função de absorção dos esforços de tração (os quais o betão não é capaz de suportar), evitando consequências graves a nível de execução (como por exemplo fissurações não expectáveis) – Figura 4.14 [72] [82] [91].



Figura 4.14 – Exemplificação de espaçadores: circular de plástico (a) [257]; pré-fabricado de betão (b) [254]

Segundo *Júlio Appleton*, a colocação incorreta e a quantidade insuficiente de espaçadores, os quais podem possuir várias formas geométricas, são suscetíveis de conduzir ao movimento de uma malha de armadura no interior da cofragem, que consequentemente poderá dar origem a um recobrimento incompleto, ou seja, com uma espessura inferior numa das faces comparativamente à outra, o que se traduz numa não correspondência aos valores prescritos dos recobrimentos nominais nas especificações [82].

É de importância salientar que, na fórmula do recobrimento nominal, a redução do valor da margem de cálculo das tolerâncias de execução está dependente da eficiência dos espaçadores no posicionamento das armaduras.

A colocação dos espaçadores depende do tipo de elemento estrutural, do diâmetro das armaduras e da forma geométrica da secção transversal (Figura 4.15), pelo que estes deverão ser dispostos a uma distância de aproximadamente 5 mm da zona de dobragem do varão no qual se sustêm [103].

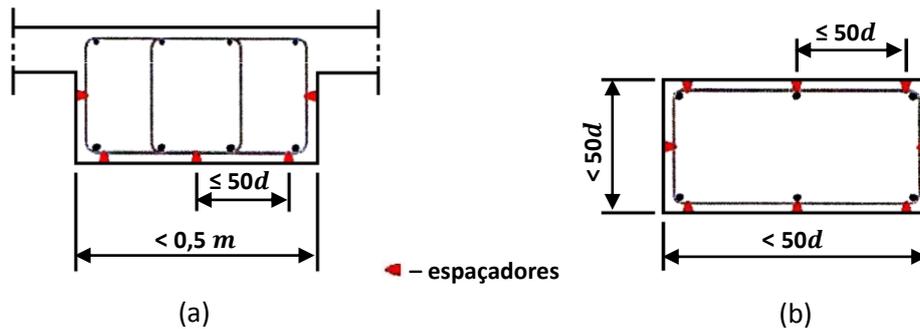


Figura 4.15 – Exemplificação do posicionamento de espaçadores em: vigas largas (a) [103]; pilares de secção maior (b) [103]

Para além da exigência imposta pela LNEC E469 na aplicação preferencial de espaçadores constituídos por argamassa de cimento (geralmente produzidas com CEM I e/ou CEM II/A), este documento normativo explicita que a utilização de espaçadores de plástico não é viável em ambientes de elevada agressividade, pelo que é recomendável exclusivamente para as classes de exposição ambiental X0, XC1 e XC2 [103]. A NP EN 13670:2011 recomenda unicamente para ambientes secos (correspondentes à classe de exposição X0 e XC1), a aplicação de espaçadores de aço em contacto com o betão [90].

#### 4.5.3 Colocação e compactação do betão

Depois de realizado o plano de betonagem na fase de projeto e efetuadas todas as verificações e limpeza das superfícies interiores da cofragem, poder-se-á iniciar o processo de colocação e compactação do betão, embora este seja condicionado pelas condições climáticas atuantes, tais como a presença de radiação solar excessiva, ventos fortes, congelação, precipitação ou neve [83] [90].

A colocação e compactação do betão são operações integrantes da fase de execução e dos requisitos de resistência e durabilidade, as quais devem ser corretamente executadas, já que desempenham um papel fundamental na obtenção de um betão pouco permeável, particularmente o betão de recobrimento [72]. A opção por disposições e pormenores construtivos não complexos, que admitam capacidade e espaço suficientes para a inserção do betão fresco e das agulhas de vibração é essencial para assegurar que todas as armaduras sejam adequadamente embebidas, em conformidade com as tolerâncias prescritas para o recobrimento (Tabela 4.10) [72] [90].

A colocação tem como finalidade o depósito do betão na forma mais semelhante à pretendida para a sua posição final [21] [90]. Contudo, a NP EN 13670:2011 particulariza a necessidade de ser tida em consideração a espessura da camada de betão a ser colocada, pelo que esta não deverá ser inferior ao comprimento da agulha do vibrador [90].

A compactação destina-se à obtenção de uma mistura o mais homogénea possível. Para tal efeito é utilizado um vibrador, interno ou externo, sistematicamente, de maneira a remover a maior quantidade de ar retido (vazios) – Figura 4.16 (b) [72]. A função do vibrador é exclusivamente a de compactação do betão, pelo que não deverá ser utilizado para mobilizar o betão a distâncias consideráveis [90]. O objetivo ao expelir as bolhas de ar para o exterior é de adquirir um betão com a maior densidade praticável, nomeadamente nas áreas de maior congestionamento das armaduras, nas transições de secção, amarrações, zonas estreitas, saliências e juntas de construção (cantos das cofragens) [21] [72] [90]. No entanto, é necessário evitar a vibração das camadas em demasia, associada a uma eventual fragilização das camadas superficiais ou à ocorrência de segregação [90].

Segundo *Luca Bertolini [et. al]*, ambas as operações destinadas ao preenchimento total do espaço entre as armaduras e à remoção do ar residual são realizadas concomitantemente e são suscetíveis de provocar a segregação do betão [21]. Para evitar tal circunstância é imprescindível tomar algumas precauções. O betão deverá ser descarregado na vertical a baixas alturas – Figura 4.16 (a), impedindo a sua colisão com a cofragem [21] [83]. A NP EN 13670:2011 explicita que, na eventualidade de se tratar de uma secção de grande altura, a camada superficial deverá ser alvo de uma segunda vibração, com o intuito de equilibrar o assentamento plástico na zona inferior à armadura mais externa [90].



(a)



(b)

Figura 4.16 – Exemplificação da operação de colocação do betão, na qual o betão é descarregado na vertical a baixas alturas (a) [258]; Diferenciação entre um betão compactado e não compactado, na qual é possível distinguir a homogeneidade do betão que foi alvo de vibração (b) [259]

De acordo com *Júlio Appleton*, quando as cofragens possuírem uma inclinação considerável, o início da betonagem deverá ser executado a partir das zonas de menor altura [83]. O depósito do betão deverá ser efetuado em camadas individuais e uniformes de espessura não superior a 50 cm, em que cada camada deverá ser vibrada na totalidade previamente à inserção da camada seguinte, com a finalidade de minimizar a quantidade residual de ar [21] [83]. Nas zonas de maior espessura e nas faixas superiores das camadas anteriores poderá ser conveniente realizar uma revibração, por forma a garantir o não aparecimento de bolhas de ar à superfície, já que estas afetam a permeabilidade da estrutura [83] [90].

Outro aspeto relevante referido na NP EN 13670:2011 é a velocidade de execução das operações de colocação e compactação do betão. Por um lado, a velocidade de betonagem não deverá ser muito lenta, por forma a não se criarem juntas frias resultantes da presa antecipada das camadas do betão. Por outro, não deverá ser bastante rápida, para evitar assentamentos e sobrecargas sobre os elementos de suporte (cimbres e cofragens) [90].

#### 4.5.4 Cura do betão

A cura do betão pode ser definida como os diferentes meios e técnicas que se aplicam para evitar a evaporação rápida da água de amassadura, controlando o conteúdo de humidade e temperatura do betão [21] [83] [112]. Do ponto de vista da durabilidade, a cura é essencial pois é responsável pela manutenção da água no betão, criando as condições de maximização das reações de hidratação, que permitem o endurecimento, diminuição da porosidade, menor tendência para a fendilhação, maior tensão de rutura e resistência ao desgaste [72] [83] [111].

Segundo *Manuela Salta*, o aumento da razão água-cimento, aliado a um baixo teor de cimento exigem uma precaução superior nos processos de cura, devido à maior quantidade de água no betão [84].

De acordo com a NP EN 13670:2011, os principais objetivos inerentes ao processo de cura do betão são a minimização da retração plástica (que tem como consequência a fissuração), a garantia do desenvolvimento máximo das resistências mecânicas, o controlo da temperatura no interior do betão (impedir gradientes térmicos elevados que possam favorecer a fendilhação térmica), a sua proteção contra a variação das ações ambientais e contra vibrações prejudiciais ou danos [90]. Na Figura 4.17 (a) é possível observar a influência da metodologia e do período de cura na resistência à compressão do betão aos 7, 28, 90 e 365 dias.

Após a conclusão das operações de colocação, compactação e acabamento superficial, pode dar-se o início ao processo de cura. No entanto, o aparecimento de fendas de retração plástica antes da solidificação do betão (presa do betão) é suscetível de ocorrência [72] [90] [112]. Para evitar esta situação poderá ser realizada uma cura provisória previamente à realização do acabamento superficial, de modo a evitar que a taxa de evaporação superficial do betão (ainda no estado plástico) seja superior à taxa da quantidade de água que ascende à superfície (exsudação), apesar da melhor opção para eliminar estas fendas ser a revibração [82] [90] [112].

Ao intervir e condicionar o prosseguimento do processo de hidratação, os processos de cura auxiliam na formação do gel *CSH*, que irá permitir a segmentação (bloqueio) dos poros capilares na pasta cimentícia e consequentemente torná-la mais resistente à penetração de agentes agressivos suscetíveis de progredir até ao nível das armaduras [21] [72]. A Figura 4.17 (b) corrobora este raciocínio, através da qual é possível notar o decréscimo da profundidade de penetração do  $CO_2$  (espessura carbonatada) e  $Cl^-$ , em função do aumento do período de cura.

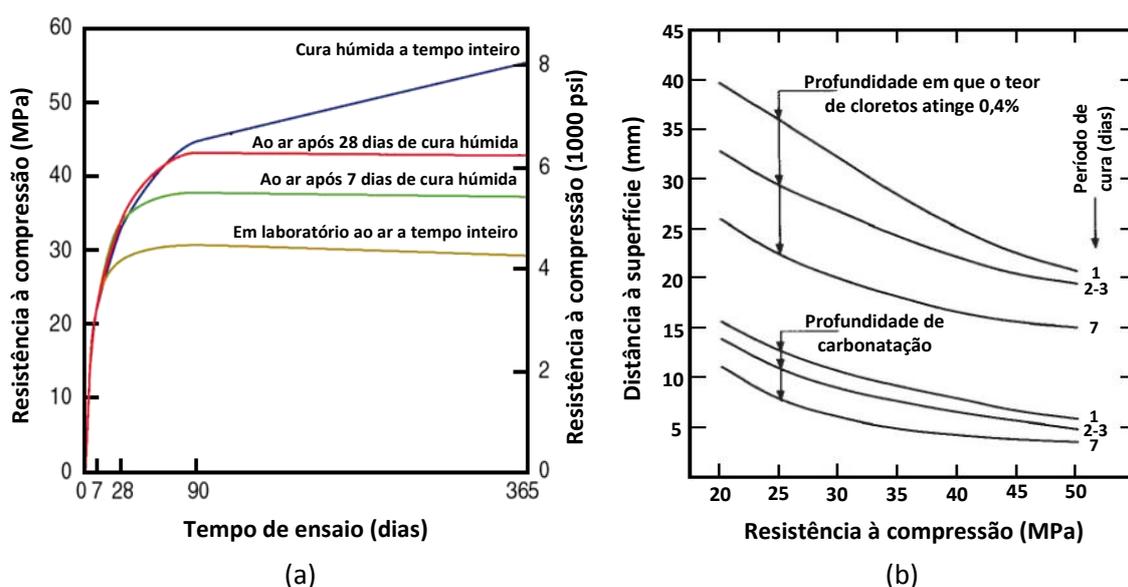


Figura 4.17 – Efeito do período de cura no desenvolvimento da resistência à compressão aos 7, 28, 90 e 365 dias (a) (adaptado de [134]); Efeito do período de cura e da resistência à compressão na profundidade de carbonatação e penetração de cloretos após 1 ano (b) (adaptado de [260])

Com o intuito de se obter uma adequada cura do betão é necessário prevenir a evaporação prematura da água, que tende a ser acelerada pelo vento, gradientes térmicos (temperatura do betão superior à temperatura ambiente devido ao calor de hidratação) e baixa humidade relativa [72] [83] [112].

De acordo com a NP EN 13670:2011, *Júlio Appleton, Luca Bertolini [et. al]* e *Joana Coutinho* este efeito pode ser atingido através de vários métodos, os quais poderão ser aplicados isoladamente ou em simultâneo e num maior período de tempo se a intensidade das condições ambientais o exigirem [21] [72] [83] [90].

Entre os sistemas, métodos e/ou técnicas de cura do betão supramencionados destacam-se:

- adiantamento da remoção da cofragem;
- utilização de filmes plásticos protetores à superfície do betão;
- utilização de membranas impermeáveis ao vapor à superfície, fixadas nas extremidades e nas juntas para evitar a dessecação por correntes de ar (perda de líquidos por submissão ao ar, que pode ser influenciada pelo grau de insolação, vento e baixa humidade relativa);
  - inserção de coberturas húmidas à superfície do betão e sua proteção contra a secagem;
  - humedecimento permanente da superfície do betão por imersão ou aspersão de água apropriada (em intervalos frequentes);
  - utilização de membranas de cura líquidas com competência comprovada.

Segundo *Luca Bertolini [et. al]* e *Joana Coutinho*, é necessário impedir a secagem antecipada do betão, já que esta condiciona as reações de hidratação, o que significa que durante o processo de cura é essencial a presença de humidade para garantir o desenvolvimento máximo da resistência à compressão aos 28 dias – Figura 4.17 (a). Esta é uma situação comum dos betões com uma baixa razão água-cimento, onde o consumo de água inerente à cadeia de reações de hidratação conduz à dessecação (estado extremo de secagem) dos poros da matriz cimentícia, pelo que esta deverá ser restituída rapidamente [21]. O vento e as temperaturas elevadas no exterior, aliadas ao período de tempo entre o final da colocação do betão e o início da cura são suscetíveis de contribuir igualmente para este efeito. Para contrabalançá-lo deverá humidificar-se a base e as cofragens, com o intuito de reduzir substancialmente a temperatura, colocar a superfície do betão em contacto com areia húmida ou filmes geotêxteis protetores (Figura 4.18) e ainda recorrer a para-ventos ou proteções solares [21] [72].



Figura 4.18 – Processo de cura com aplicação de um filme geotêxtil protetor (cobertura húmida) [261]

De acordo com *Luca Bertolini [et. al]*, numa fase inicial, caso não seja preservada a humidade no betão entre 3 a 7 dias, dar-se-á a suspensão das reações de hidratação do betão (após a sua interrupção, não existe forma de garantir o seu restabelecimento) e a resistência à compressão aos 28 dias será inferior à pretendida [21]. Apesar de este ser um inconveniente em termos de resistência, as consequências de uma cura inadequada são piores a nível de durabilidade [21]. Em conformidade com *Manuela Salta*, a camada do betão suscetível de ser influenciada pelo processo de cura é o recobrimento, já que este é mais propício à secagem, fissuração e subsequente inferior resistência à penetração de agentes agressivos [21] [94]. No entanto, tendo em consideração a NP EN 13670:2011, quando as condições ambientais como um clima húmido, chuvoso ou enevoado permitirem uma baixa taxa de evaporação à superfície do betão, a cura natural será eficaz [90].

A velocidade de endurecimento do betão está intensamente dependente da sua temperatura interior. Um aumento de temperatura acelera o processo de hidratação da pasta cimentícia, o que significa que é possível a obtenção de uma resistência inicial superior, apesar de se refletir em ganhos inferiores a longo prazo e numa possível perda de resistência à compressão aos 28 dias, como se pode observar na Figura 4.19 [21] [72] [90].

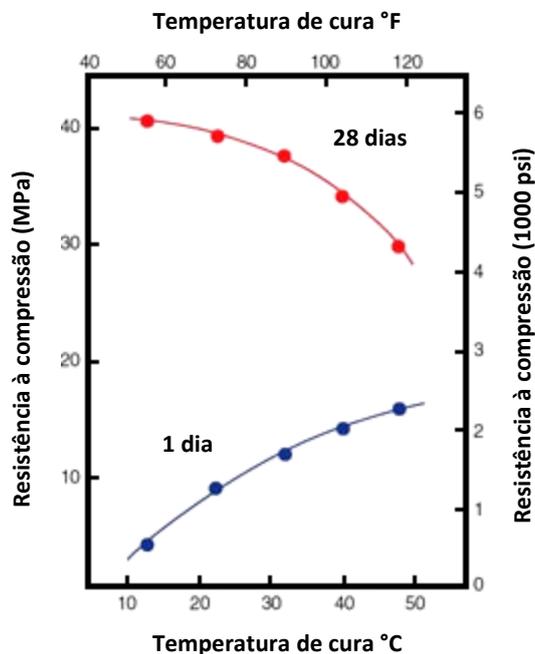


Figura 4.19 – Influência da temperatura no desenvolvimento da resistência à compressão aos 1 e 28 dias, durante o processo de cura (adaptado de [260])

Segundo a NP EN 13670:2011, o período de cura recomendado é definido mediante o desenvolvimento das características do betão, através de classes de cura. Desta forma, as classes de cura designam os períodos mínimos de cura, em função da resistência à compressão característica aos 28 dias pretendida para a camada superficial do betão – Tabela 4.22 [90].

Tabela 4.22 – Classes de cura em função do período e resistência característica aos 28 dias (adaptado de [90])

	Classe de cura 1	Classe de cura 2	Classe de cura 3	Classe de cura 4
<b>Período (h)</b>	12 <sup>a)</sup>	Não aplicável	Não aplicável	Não aplicável
<b>% da resistência à compressão característica aos 28d</b>	Não aplicável	35%	50%	70%
<sup>a)</sup> Desde que a presa não exceda 5h e a superfície do betão tenha uma temperatura $\geq$ a 5 °C.				

De acordo com o anexo nacional do documento normativo referido previamente, a seleção da classe de cura deverá ser efetuada em conformidade com a respetiva classe de exposição ambiental – Tabela 4.23, a não ser que seja especificado a seleção de outra classe na fase de projeto de forma distinta [90].

Tabela 4.23 – Classificação das classes de cura em função das classes de exposição (adaptado de [90])

Classe de exposição	X0	XC1/XC2	XS3/XD3	Outras
Classe de cura	Classe 1	Classe 2	Classe 4	Classe 3

Conforme *Júlio Appleton*, apesar de a NP EN 13670:2011 indicar as classes de exposição ambiental como o único fator de decisão perante uma classe de cura, esta está igualmente dependente da constituição do betão, das dimensões dos respetivos elementos e da espessura do recobrimento das armaduras [83] [90].

Relativamente às restantes classes de cura, o seu período (dias) em função dos requisitos inerentes às respetivas classes é exposto nas Tabelas 4.24, 4.25 e 4.26, as quais constituem uma alternativa à determinação da resistência do betão na zona do recobrimento, quando não for possível a sua concretização por outro método mais preciso [83].

Tabela 4.24 – Período mínimo de cura para a classe de cura 2 (correspondente a uma resistência superficial do betão igual a 35% da resistência característica especificada) [90]

Temperatura do betão superficial (t), °C	Período mínimo de cura, dias <sup>a)</sup>		
	Desenvolvimento da resistência do betão <sup>c) d)</sup> $(f_{cm2}/f_{cm28}) = r$		
	rápido $r \geq 0,50$	médio $0,50 > r \geq 0,30$	lento $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	1,0	1,5	2,5
$25 > t \geq 15$	1,0	2,5	5
$15 > t \geq 10$	1,5	4	8
$10 > t \geq 5^{b)}$	2,0	5	11

<sup>a)</sup> Mais o tempo de presa que exceder 5 h; <sup>b)</sup> Para temperaturas abaixo de 5 °C, a duração deverá ser estendida por um período igual ao tempo em que esteve abaixo de 5 °C; <sup>c)</sup> O desenvolvimento da resistência do betão é a razão entre a resistência média à compressão aos 2d e a resistência média à compressão aos 28d, determinada nos ensaios iniciais ou baseada no desempenho conhecido do betão com composição comparável; <sup>d)</sup> Para betões com desenvolvimento muito lento, deverão ser estabelecidos requisitos especiais na especificação de execução.

Tabela 4.25 – Período mínimo de cura para a classe de cura 3 (correspondente a uma resistência superficial do betão igual a 50% da resistência característica especificada) [90]

Temperatura do betão superficial (t), °C	Período mínimo de cura, dias <sup>a)</sup>		
	Desenvolvimento da resistência do betão <sup>c) d)</sup> $(f_{cm2}/f_{cm28}) = r$		
	rápido $r \geq 0,50$	médio $0,50 > r \geq 0,30$	lento $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	1,5	2,5	3,5
$25 > t \geq 15$	2,0	4	7
$15 > t \geq 10$	2,5	7	12
$10 > t \geq 5^{b)}$	3,5	9	18

<sup>a)</sup> Mais o tempo de presa que exceder 5 h; <sup>b)</sup> Para temperaturas abaixo de 5 °C, a duração deverá ser estendida por um período igual ao tempo em que esteve abaixo de 5 °C; <sup>c)</sup> O desenvolvimento da resistência do betão é a razão entre a resistência média à compressão aos 2d e a resistência média à compressão aos 28d determinada nos ensaios iniciais ou baseada no desempenho conhecido do betão com composição comparável; <sup>d)</sup> Para betões com desenvolvimento muito lento, deverão ser estabelecidos requisitos especiais na especificação de execução.

Tabela 4.26 – Período mínimo de cura para a classe de cura 4 (correspondente a uma resistência superficial do betão igual a 70% da resistência característica especificada) [90]

Temperatura do betão superficial ( $t$ ), °C	Período mínimo de cura, dias <sup>a)</sup>		
	Desenvolvimento da resistência do betão <sup>c) d)</sup> $(f_{cm2}/f_{cm28}) = r$		
	rápido $r \geq 0,50$	médio $0,50 > r \geq 0,30$	lento $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	3	5	6
$25 > t \geq 15$	5	9	12
$15 > t \geq 10$	7	13	21
$10 > t \geq 5^{b)}$	9	18	30

*a) Mais o tempo de presa que exceder 5 h; b) Para temperaturas abaixo de 5 °C, a duração deverá ser estendida por um período igual ao tempo em que esteve abaixo de 5 °C; c) O desenvolvimento da resistência do betão é a razão entre a resistência média à compressão aos 2d e a resistência média à compressão aos 28d determinada nos ensaios iniciais ou baseada no desempenho conhecido do betão com composição comparável; d) Para betões com desenvolvimento muito lento, deverão ser estabelecidos requisitos especiais na especificação de execução.*

A NP EN 13670:2011 faz ainda referência à capacidade de penetração de algumas membranas de cura à superfície, o que dificulta a sua remoção, sendo, por vezes, necessário o recurso a jato de areia ou jato de água a elevada pressão [90].

No mesmo documento normativo são expostos alguns casos, nos quais é exigida a total remoção das membranas ou a sua eventual permanência, se for comprovado que não apresentam efeitos prejudiciais [90]:

- aplicação de membranas em juntas de dilatação;
- em zonas com requisitos de acabamento superficial;
- superfícies nas quais sejam pretendidas determinadas forças de ligação (aderência) a outros materiais.

Em suma e segundo *Joana Coutinho*, deve-se garantir que o betão tenha atingido a resistência necessária aquando da descofragem, que seja evitada a secagem prematura, que se evitem gradientes térmicos exagerados no betão e que em situações de temperaturas muito baixas não se permita a congelação nas primeiras horas (15 a 20 horas), enquanto o betão não atingir a resistência necessária [72].

## 4.6 Fase de inspeção

### 4.6.1 Fiabilidade estrutural

Em conformidade com a NP EN 1990:2009, a fiabilidade é quantificada em termos de fatores e índices probabilísticos e é definida como a capacidade da estrutura satisfazer todas as exigências de segurança, funcionalidade, desempenho, utilização e durabilidade prescritas a nível de projeto e o período de vida útil pretendido.

Para atingir os parâmetros envolvidos neste vasto conceito, é essencial a adoção de procedimentos de controlo de qualidade, aliados a um correto planeamento das diferentes fases de execução de uma obra [88]. No entanto, existem outros fatores envolvidos na garantia da fiabilidade, suscetíveis de auxiliar a minimização de potenciais causas e efeitos inerentes à ocorrência de falhas, danos, defeitos, rutura e colapso estruturais [88]:

- aplicação de sistemas preventivos contra a degradação da estrutura proveniente do fenómeno da corrosão, através de técnicas suplementares, tais como revestimentos de superfície, proteção catódica, inibidores de corrosão, etc.;
- implementação de medidas de proteção para os operários, tais como a instalação de barreiras de segurança ou sistemas de proteção contra incêndios;
- adoção de estratégias relacionadas com os cálculos estruturais e na verificação dos estados limites, as quais incluem valores representativos das ações e coeficientes parciais que permitam contabilizar desvios desfavoráveis, pormenores não quantificados ou incertezas de modelação;
- adoção de estratégias com a finalidade de minimizar falhas de projeto, erros na conceção estrutural e equívocos humanos, através da definição de níveis de supervisão (*DSL*) e níveis de inspeção (*IL*), os quais envolvem a diferenciação de procedimentos de gestão e controlo de qualidade, no que diz respeito à verificação de cálculos, desenhos e especificações em função da importância da estrutura;
- implementação de medidas relacionadas com a dimensão e análise dos estudos geotécnicos e influência das condições ambientais, bem como detalhes, disposições e práticas construtivas que assegurem a integridade estrutural;
- plano de manutenção e inspeção das fases execução em função dos requisitos especificados no projeto para cada controlo individual (entidade responsável, metodologia, instrução e frequência da monitorização ou ensaio, delimitação da área de inspeção, critérios de validade, registo e relatório das verificações) [90].

Com objetivo de diferenciar os efeitos de um mau ou deficiente desempenho estrutural, a NP EN 1990:2009 define classes de consequências *CC*, que designam a probabilidade de rutura ou colapso, associadas a panoramas de desastres a nível ambiental, humano (perda de vidas ou lesões), social (aversão pública) e económico [88] [92]. A organização destas classes é exposta na Tabela 4.27, na qual é possível observar que a classificação é estabelecida sequencialmente, em função da relevância da estrutura e dos impactos derivados de presumíveis situações acidentais [88].

De forma semelhante às classes de execução e de acordo com os requisitos impostos na especificação de execução, determinados componentes estruturais poderão ser categorizados numa classe de consequências distinta da qual foi adotada para a globalidade da estrutura [88].

Tabela 4.27 – Definição das classes de consequências e respetivos exemplos informativos [88]

Classes de consequências	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
<b>CC3</b>	Consequência <b>elevada</b> em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais <b>muito importantes</b> .	▪ Bancadas, edifícios públicos em que as consequências do colapso são elevadas (por exemplo, uma sala de concertos).
<b>CC2</b>	Consequência <b>média</b> em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais <b>mediamente importantes</b> .	▪ Edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências do colapso são médias (por exemplo, um edifício de escritórios).
<b>CC1</b>	Consequência <b>baixa</b> em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais <b>pouco importantes ou desprezáveis</b> .	▪ Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas (por exemplo, armazéns), estufas.

A estas três classes de consequências, a NP EN 1990:2009 faz corresponder respetivamente classes de fiabilidade (*RC1*, *RC2* e *RC3*), as quais envolvem a noção de índice de fiabilidade  $\beta$ , que determina o nível de segurança de um elemento estrutural. Através desta relação diferencia os valores mínimos de  $\beta$  para cada classe de fiabilidade (*RC*), relativamente a períodos de referência de 1 e 50 anos, como é possível observar na Tabela 4.28.

Tabela 4.28 – Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade  $\beta$  (estado limite último) [88]

Classes de fiabilidade	Valores mínimos de $\beta$	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
<b>RC3</b>	5,2	4,3
<b>RC2</b>	4,7	3,8
<b>RC1</b>	4,2	3,3

Tendo em consideração a interligação entre as classes de consequência e as classes de fiabilidade, a seleção de um determinado nível de fiabilidade compreende estas duas vertentes e implica a consideração [88]:

- da origem, forma e suscetibilidade de se atingir um estado limite último;
- dos efeitos da rutura estrutural a nível social (repugnância), humana (perda de vidas ou lesões), ambiental e económico;
- das intervenções económicas e da metodologia apropriada para diminuir a probabilidade de colapso.

#### 4.6.2 Classes de execução

Na generalidade, a prática comum de inspeções concretiza-se exclusivamente quando as estruturas de betão armado exibem indícios de corrosão visíveis. No entanto, com o objetivo de projetar estruturas para elevados períodos de vida útil (50 ou 100 anos), prolongando ao máximo o seu período de iniciação da corrosão, é necessário colocar em prática, durante as diferentes etapas de construção, inspeções que possibilitem garantir que estas são executadas corretamente e com qualidade.

Tendo em consideração que o cumprimento dos valores estipulados pela normalização (NP EN 206-1:2007, LNEC E464 e NP EN 13670:201) para os recobrimentos do betão, razão água-cimento, classes de resistência, espaçamento entre varões, período de cura, entre outros, por si só não garantem a durabilidade de uma estrutura de betão armado, é imprescindível a sua coordenação com uma competente fase de execução.

De acordo com a NP EN 13670:2011 é fundamental a realização do controlo do projeto para assegurar que a estrutura verifica as exigências para a utilização pretendida e se encontra em conformidade com todos os requisitos e detalhes prescritos. Desta forma, surge o conceito de *inspeção*, que envolve além da concretização das especificações do projeto, o processo de avaliação dos resultados de ensaios obtidos, a verificação das características, qualidades e atributos dos produtos, equipamentos e materiais e ainda o conjunto de etapas envolvidas na conclusão física de uma obra, ou seja, as atividades de cofragem, instalação dos cimbres, armação, produção, receção, colocação, compactação e cura do betão, incluindo as operações de descofragem [90].

Com efeito, o dono de obra ou a fiscalização são responsáveis pela supervisão e monitorização das diferentes fases de construção. O planeamento de observação e apreciação, por parte destes intervenientes de gestão da qualidade, implica uma intervenção antecipada e preventiva com o objetivo de verificar, identificar e localizar áreas estruturais vulneráveis, suas debilidades e fraquezas, provenientes de ações e procedimentos não conformes (efeitos de trabalhos mal executados), por forma a garantir o período de vida útil definido no projeto [90].

De modo a estabelecer uma correspondência entre a necessidade e os diferentes graus de inspeção, a NP EN 13670:2011 categoriza em 3 classes de execução (com um aumento sequencial dos requisitos entre estas), a forma e metodologia de avaliação da conformidade, o seu âmbito, a hipótese de realização de relatórios ou documentação, bem como as entidades responsáveis pela monitorização (Tabela A.3) [90]. As respetivas classes de execução estão organizadas segundo um aumento sequencial de requisitos, que traduzem a dimensão e extensão da inspeção a realizar e fundamentam-se na relevância da estrutura ou elemento estrutural, o que significa que têm implícitas as probabilidades de ocorrência de defeitos, erros ou danos suscetíveis de comprometer o seu desempenho e funcionalidade [90].

É de salientar que a aplicação da classe de execução 1, por ser a classe que apresenta uma menor intensidade a nível de exigências e requisitos, é exclusivamente viável na perspetiva em que os efeitos da degradação estrutural são contabilizados como ínfimos e desprezáveis [90].

Previamente à seleção das classes de execução, definidas em associação com os desenhos, elementos técnicos e condições indispensáveis à execução do projeto, é de salientar que estas envolvem a globalidade da estrutura. No entanto, subsiste a possibilidade de individualizar certos elementos ou componentes estruturais (produtos, equipamentos e materiais), tal como a aplicação de determinadas técnicas inovadoras, com o intuito de atribuir uma classe de execução diferenciada da que foi atribuída à totalidade da estrutura [90].

Segundo a NP EN 13670:2011, a seleção da classe de execução deverá ser realizada em conformidade com [90]:

- os três níveis de fiabilidade consoante o anexo B da NP EN 1990:2009;

*A diferenciação da fiabilidade na NP EN 1990 é feita considerando as consequências do colapso ou do mau funcionamento da estrutura, através de 3 classes de consequências CC3, CC2 e CC1 em termos de perdas de vida humanas **elevadas, médias ou baixas** ou de consequências económicas, sociais ou ambientais **muito, medianamente ou pouco importantes**, respetivamente. São dados alguns exemplos de edifícios e obras de engenharia civil: na classe CC1, bancadas e edifícios públicos como salas de concertos; na classe CC2 edifícios de habitação e de escritórios; na classe CC3 edifícios agrícolas e estufas não ocupados permanentemente por pessoas [90].*

- a Portaria n.º 701-H/2008, de 29 de Julho;

De acordo com este documento, os vários tipos de obras (pontes, viadutos, estradas, arruamentos, caminhos de ferro, redes de comunicações, etc.) são organizados em quatro categorias (categoria I, II, III e IV) em função da sua maior ou menor simplicidade de projeto e construção [262]. Com a finalidade de identificar uma classe de execução adequada, no que diz respeito à conceção de uma estrutura, a NP EN 13670:2011 institui uma correspondência entre as quatro categorias da Portaria n.º 701-H/2008, de 29 de Julho e as três diferentes classes de execução (classes de execução 1, 2 e 3). Deste modo, as obras incluídas na categoria I são incluídas na classe de execução 1, as obras da categoria II estão contidas na classe de execução 2, enquanto as obras inseridas nas restantes categorias (categoria III e IV) são abrangidas pela classe de execução 3 [90] [262].

- os parâmetros que são alvo de descrição na Tabela A.4, os quais compreendem os tipos de construção, elementos estruturais, tecnologias e materiais em obra.

#### 4.6.3 Inspeção da produção e entrega do betão fresco

A metodologia de especificação do betão e de entrega do betão fresco deverá ser executada em conformidade com a NP EN 206-1:2007 [87]. A NP EN 13670:2011 fornece igualmente algumas indicações acerca do sistema de fornecimento, receção e transporte do betão fresco. No que diz respeito ao carácter das inspeções, as Tabelas A.5 e A.6 exibem os requisitos que deverão ser alvo de monitorização em função das classes de execução (a qual deverá ter sido selecionada concomitantemente com a especificação de execução), relativamente à inspeção da produção e entrega do betão fresco respetivamente. Na ótica da prevenção da corrosão das armaduras é de salientar a necessidade de realização de ensaios de consistência do betão, bem como ensaios de identidade para a resistência à compressão [90].

Seguidamente é apresentada uma redação sumária dos parâmetros e fatores alvo de inspeção no âmbito da durabilidade de uma estrutura de betão armado durante as operações de cofragem e armação. Relativamente a esta matéria é posteriormente realizada uma síntese destas duas atividades na Tabela A.7.

No que diz respeito às operações de betonagem são igualmente sintetizados nas Tabelas A.8, A.9 e A.10 os aspetos fundamentais e pertinentes relativos à colocação, compactação e cura do betão, bem como as verificações associadas à validade destas atividades após a betonagem.

#### 4.6.4 Inspeção da operação de cofragem

Segundo a NP EN 13670:2011, existem vários fatores alvo de inspeção previamente à introdução e posicionamento das armaduras. Um dos primeiros aspectos a ser tido em consideração é a geometria da cofragem, já que é a principal responsável pela atribuição da forma, aspecto e fisionomia pretendidas para uma determinada estrutura. Seguidamente é necessário verificar e garantir a estabilidade e resistência das cofragens, no que diz respeito ao seu projeto de instalação, de modo a possibilitar a transferência de cargas estáticas ou dinâmicas provenientes da multiplicidade de ações que são inerentes às sequentes fases de construção, as quais podem envolver choques, gradientes térmicos, sobrecargas associadas ao peso dos materiais (inclusive o betão), equipamentos, movimentação dos trabalhadores e impulsos resultantes das operações de betonagem. Deverá ser assegurada a sua estanquidade e impermeabilidade, por forma a impedir a perda de água do betão ou das respetivas partículas constituintes, suscetíveis de condicionar futuramente as suas características e propriedades, o que significa que é intrínseca a esta atividade o tratamento e especial precaução nas zonas de fixação, aparafusamento e juntas de construção. Outro aspecto suscetível de influenciar as propriedades pretendidas para o betão é a presença de detritos, impurezas, poeiras e resíduos na face interior das cofragens, os quais deverão ser alvo de limpeza e remoção, com a devida preparação das superfícies para que o betão seja colocado sem qualquer condicionante [90].

#### 4.6.5 Inspeção da operação de armação

Após inspecionados todos os requisitos relativos à execução da operação de cofragem é possível iniciar o processo de introdução e posicionamento dos varões. Relativamente a esta etapa construtiva é igualmente exigido a monitorização de certos detalhes. Primeiramente, é necessário verificar e certificar que a superfície das armaduras se encontra isenta de ferrugem ou substâncias nocivas (óleos, gorduras, tintas, etc.) suscetíveis de influenciar negativamente o aço e as suas forças de ligação ao betão, a proteção contra a corrosão e subsequentemente a resistência à tração e funcionamento estrutural. Desta forma, são exclusivamente admissíveis aços com quantidades ínfimas de ferrugem. Na eventualidade de se requerer a aplicação de varões galvanizados é de extrema relevância garantir que as camadas de zinco se encontram passivadas, por forma a impedir interações químicas com o betão, da mesma forma que este deverá ser constituído por um cimento que não apresente características negativas aquando o contacto com as armaduras galvanizadas. Para tal efeito, poderá ser necessário a imersão dos varões numa solução passivante, obtendo-se rapidamente a sua película de proteção à superfície, em contrapartida com a conservação dos varões ao ar livre durante 1 mês, através da qual se adquire a passivação espontaneamente. No entanto, os fatores imprescindíveis, insubstituíveis e exigentes de uma maior supervisão focam-se nos recobrimentos, onde a colocação de espaçadores de resistência à compressão média não inferior à do betão e de eficiente proteção contra a corrosão desempenham um papel fundamental na garantia da sua espessura, em conformidade com as especificações de execução. Por forma a cumprir os valores estipulados é essencial inspecionar o posicionamento e espaçamento dos varões de acordo com os desenhos técnicos, de maneira a possibilitar o seu total envolvimento pelo betão sem condicionar os requisitos de aderência e viabilizar uma adequada colocação e compactação do mesmo. Com o intuito de garantir que a operação de betonagem seja bem-sucedida é necessário ainda verificar que as armaduras se encontram devidamente fixas e presas pelos arames e estribos, por forma a impedir a sua movimentação durante a descarga e vibração do betão [90].

#### 4.6.6 Inspeção da operação de betonagem

As Tabelas A.8, A.9 e A.10 expõem os requisitos relativos à inspeção das operações de betonagem.

## 5 Métodos de prevenção da corrosão das armaduras

### 5.1 Enquadramento

**Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão** constitui a designação da norma europeia NP EN 1504, a qual foi elaborada na década de 80 pelo Comité Europeu de Normalização, com o intuito de agrupar toda a informação essencial sobre esta temática, nomeadamente [23] [24] [25]:

- termos, definições e princípios detalhados para a proteção e reparação das estruturas de betão armado;
- prioridade de desenvolvimento de diagnósticos primordiais para a identificação das causas de deterioração, previamente à seleção do método de proteção ou reparação;
  - perceção pormenorizada das necessidades do utilizador;
  - exigências a nível da capacidade de um produto ou sistema facultar uma proteção ou reparação durável sem efeitos prejudiciais nas estruturas, no meio ambiente, nos trabalhadores e utilizadores, aliadas às respetivas metodologias de ensaio;
  - fiscalização da produção e avaliação da conformidade por parte do fabricante, abrangendo a amostragem, rotulagem e a marcação *CE*;
  - regras para aplicação, controlo e garantia de qualidade na execução dos produtos e sistemas para a proteção e reparação das estruturas de betão armado.

A norma está dividida em 10 partes (Tabela 5.1), sendo que na parte 9 se individualizam os princípios que definem os produtos e sistemas a utilizar na proteção e reparação das estruturas de betão armado [24]. A parte 1 da EN 1504 estabelece os objetivos e alguns termos e definições que são correntemente utilizados ao longo dos restantes documentos [25]. As partes 8 e 10 são direcionadas ao processo de fabrico e aos organismos de certificação *CE*, relativamente aos requisitos de amostragem, avaliação da conformidade, marcação, rotulagem e aplicação em obra [23]. As restantes partes dedicam-se à descrição pormenorizada dos produtos e sistemas que permitem a concretização dos métodos selecionados em função de cada princípio, com a fixação de valores para certas propriedades de acordo com o tipo de aplicação [25].

É de salientar que todas as partes da referente norma são organizadas de forma idêntica (*Preâmbulo; Introdução; Objetivo e campo de aplicação; Referências normativas; Termos e definições*) as quais, segundo *Paulo Silva*, estabelecem a distribuição de um projeto em 5 fases distintas: Diagnóstico; Deliberativa; Dimensionamento; Execução; Inspeção/Monitorização/Manutenção (facultativa) [24].

Tabela 5.1 – Descrição da abordagem e conteúdo das diferentes partes da EN 1504 (adaptado de [23])

Número do documento	Descrição:
EN 1504-1	<i>Termos e definições compreendidos na norma;</i>
EN 1504-2	<i>Especificações para produtos e sistemas de proteção superficial do betão;</i>
EN 1504-3	<i>Especificações para a reparação estrutural e não estrutural;</i>
EN 1504-4	<i>Especificações para a colagem estrutural;</i>
EN 1504-5	<i>Especificações para a injeção do betão;</i>
EN 1504-6	<i>Especificações para a ancoragem de armaduras;</i>
EN 1504-7	<i>Especificações para a proteção contra a corrosão das armaduras;</i>
EN 1504-8	<i>Controlo de qualidade e avaliação da conformidade das empresas produtoras;</i>
EN 1504-9	<i>Princípios para o uso de produtos e sistemas de proteção e reparação do betão;</i>
EN 1504-10	<i>Informação sobre a aplicação dos produtos e o controlo da qualidade dos trabalhos.</i>

### 5.1.1 Requisitos mínimos

#### 5.1.1.1 *Saúde e segurança*

No que diz respeito aos procedimentos a serem adotados previamente à seleção dos princípios e respetivos métodos adequados de proteção, deverá ser realizada numa fase inicial uma avaliação das condições da estrutura.

Segundo a NP EN 1504-9:2009, esta avaliação tem como objetivo a definição dos riscos para a saúde e segurança, os quais incluem a queda de detritos, fraturas e rompimentos locais devido à destituição de materiais e seus efeitos globais na estabilidade mecânica estrutural [26].

No caso de uma estrutura ser qualificada como insegura, esta deverá ser alvo de ações e medidas (proteção local, instalação de suportes, trabalhos provisórios e demolições parciais ou globais) que retifiquem a sua estabilidade e solidez, quantificando os eventuais riscos acrescidos inerentes à futura aplicação de métodos de proteção [26].

#### 5.1.1.2 *Avaliação de possíveis causas e defeitos*

Na NP EN 1504-9:2009 são apresentados alguns exemplos de prováveis efeitos adversos, perante a utilização de determinados métodos de proteção da corrosão das armaduras [26]:

- aquando a utilização de um sistema de impregnação hidrófobo com o objetivo de reduzir o teor de humidade do betão, este poderá ter a desvantagem de potenciar o aumento da carbonatação;
- perante a aplicação de revestimentos com o intuito de produzir uma superfície repelente à humidade, estes poderão originar uma redução da aderência (e uma eventual redução da resistência ao gelo).

Com o objetivo de determinar os defeitos, falhas, inconvenientes e a sua provável taxa de ampliação, suscetível de condicionar o tempo de serviço pretendido para uma estrutura de betão armado (vida útil de projeto), em conformidade com as condições de utilização previstas (desempenho), deverá ser efetuada uma apreciação inicial envolvendo [23] [26]:

- sensibilização da forma de conceção do projeto;
- capacidade de reconhecimento e perceção estruturais, que permitam definir os objetivos para uma adequada seleção do(s) princípio(s) e correspondente(s) método(s) de proteção para o betão e para as armaduras;
- exposição ambiental e os níveis de contaminação, aliados à sua possibilidade de permutação;
- quantificação das cargas e ações referentes à utilização prevista para a estrutura;
- registo das exigências em função da eventual necessidade de manutenção posterior à aplicação do método de proteção.

### 5.1.2 Causas da corrosão das armaduras

A NP EN 1504-9:2009 particulariza os princípios básicos a serem utilizados, isoladamente ou em conjunto, em função da necessidade de proteger as estruturas de betão armado, acima ou abaixo do solo ou água. Relativamente à corrosão das armaduras, para tal efeito, é imprescindível a consciencialização das condições da estrutura aliada à identificação das causas de degradação, as quais são representadas de forma esquemática na Figura 5.1 [23].

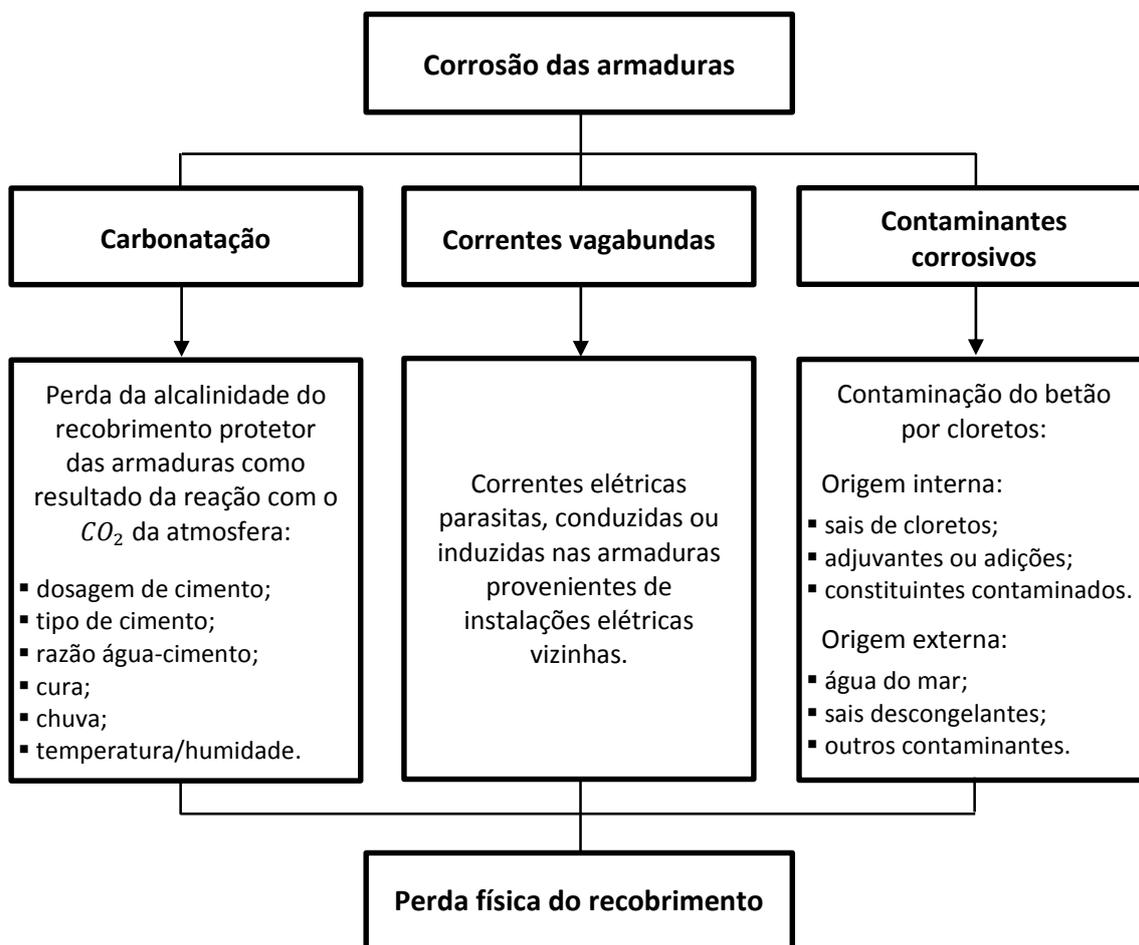


Figura 5.1 – Causas comuns da deterioração das estruturas de betão armado devido à corrosão das armaduras (adaptado de [26])

### 5.1.3 Princípios e métodos de proteção

Apoiados em boas práticas exemplares de um registo histórico de sucesso, os princípios de proteção (baseados nas leis físicas, químicas e eletroquímicas) são adequados aos variados tipos, causas, combinações e propagação de possíveis defeitos e falhas estruturais, em função das futuras condições de serviço [23] [26]. O fundamento da sua aplicabilidade traduz-se na prevenção da deterioração do betão e da corrosão eletroquímica à superfície do aço, preservando a estrutura de uma forma global, perante a probabilidade de ocorrência da corrosão das armaduras. No entanto, é de salientar que subsiste a possibilidade de serem aplicados outros métodos em determinadas circunstâncias (por exemplo a utilização de ligas mais resistentes à corrosão, como é o caso dos aços inoxidáveis, os quais não são incluídos na NP EN 1504, apesar de serem abordados neste trabalho devido à importância que representam na prevenção da corrosão das armaduras) [23] [26].

Em função do tempo de serviço, da utilização pretendida e dos custos de intervenção, a NP EN 1504-9:2009 distribui 37 métodos de proteção e reparação das estruturas de betão armado pelos seguintes princípios [23] [26]:

- Princípio 1 – Proteção contra o ingresso;
- Princípio 2 – Controlo da humidade;
- Princípio 3 – Restauração do betão;
- Princípio 4 – Reforço estrutural;
- Princípio 5 – Aumento da resistência física;
- Princípio 6 – Resistência aos químicos;
- Princípio 7 – Preservação ou restauração da passividade;
- Princípio 8 – Aumento da resistividade;
- Princípio 9 – Controlo catódico;
- Princípio 10 – Proteção catódica;
- Princípio 11 – Controlo das áreas anódicas.

Numa ótica simultânea de proteção e reforço, o mesmo documento normativo divide os princípios relativos aos defeitos no betão e à corrosão das armaduras.

Os princípios 1 a 6 representam a degradação da matriz do betão, enquanto os princípios 7 a 11 retratam os defeitos associados à corrosão das armaduras. Tendo em consideração que o objetivo deste trabalho se restringe à ação preventiva da corrosão das armaduras em estruturas de betão armado, a coletânea exclusiva dos princípios referentes a esta temática é exposta na Tabela A.11 [23] [26].

#### 5.1.4 Métodos complementares de prevenção da corrosão das armaduras

Como foi referido no capítulo 4, as armaduras do betão armado são suscetíveis de apresentarem risco de corrosão devido a variadas razões. Entre estas destacam-se a má qualidade do betão (tipo de cimento, razão água-cimento, etc.), uma insuficiente espessura de recobrimento, a contaminação por cloretos, a carbonatação e a exposição ambiental.

Com efeito, a forma mais eficaz de minimizar o risco de corrosão nas estruturas de betão armado é, sem dúvida, assegurar a qualidade do betão e a sua espessura de recobrimento, em função da aplicação a que se destina (vida útil de projeto, utilização pretendida e classe de exposição ambiental). Estas cláusulas constituem particularidades essencialmente relacionadas com a fase de conceção (projeto) e execução, na qual se integram o fabrico e sua colocação em obra, aliados a uma adequada compactação e cura, incluindo o posicionamento das armaduras.

De acordo com o anexo A da NP EN 1504-9:2009, com o intuito de minorar o ingresso do dióxido de carbono (princípio 1), quando a armadura se encontra no estado de passivação com o betão de recobrimento isento de carbonatação, poderão ser aplicados os métodos de impregnação e revestimento, sob uma perspetiva preventiva [26]. A utilização de revestimentos superficiais (camadas protetoras sob a superfície do betão) e impregnações (promovem a redução da porosidade superficial), aliada à aplicação de impregnações hidrofóbicas (tratamento superficial repelente à água) poderão contribuir para um aumento da resistividade elétrica do betão (princípio 8) [26]. Da mesma forma, os métodos referenciados contribuem para o controlo da humidade do betão (princípio 2), *que determina a quantidade de solução eletrolítica disponível e portanto a resistividade do meio* [94]. Como exemplo da interação entre estes dois parâmetros, é de importância salientar o caso dos edifícios interiores num ambiente seco, nos quais o risco de corrosão é relativamente desprezível, já que a presença de um baixo teor de humidade proporciona um aumento da resistividade elétrica do betão [26].

No que diz respeito aos cloretos, responsáveis pela degradação da camada passiva (num betão não carbonatado), é necessário tomar outras precauções, já que os métodos suplementares correspondentes ao ingresso do dióxido de carbono, controlo de humidade e aumento da resistividade elétrica do betão, poderão não ser suficientes para proporcionar uma adequada proteção contra a corrosão das armaduras [26].

Para além da indispensável necessidade de controlo do teor de cloretos (limite crítico de concentração), é relevante não colocar de parte a sua origem na matriz do betão. A sua introdução proveniente de uma fonte externa constitui um maior risco de corrosão, comparativamente à sua presença na constituição inicial [26].

A proteção catódica (princípio **10**), que se baseia na aplicação de potencial elétrico, constitui um método bastante útil no controlo da corrosão a longo prazo (apesar de necessitar uma apropriada monitorização e manutenção) e é particularmente eficaz quando a contaminação por cloretos atinge níveis críticos (é de salientar a sua eficiência, perante a eventualidade do fenómeno da carbonatação se desenvolver simultaneamente no betão) [26]. Doutra forma, subsiste a possibilidade de serem utilizados sistemas de ânodos sacrificiais (princípio **10**), nos quais a polarização ocorre espontaneamente, através do contacto entre dois metais (ação galvânica) [26].

Os restantes métodos de proteção são respetivos ao controlo catódico (princípio **9**) e ao controlo das áreas anódicas (princípio **11**). A aplicação de inibidores de corrosão é comum a ambos os princípios, que ao reagirem com os produtos de corrosão formam camadas impermeáveis à superfície dos elétrodos. A sua distinção é efetuada de acordo com a sua função, respetivamente o bloqueio da reação catódica (inibidores catódicos) ou o bloqueio da reação anódica (inibidores anódicos).

É de importância salientar a existência de inibidores mistos, os quais intervêm em ambas as reações eletroquímicas e possuem a capacidade de se adsorver física e quimicamente à superfície do aço, constituindo um revestimento ativo da armadura (princípio **11**).

Por outro lado, existem outros tipos de revestimentos com a funcionalidade de uma barreira física, que ao isolarem a armadura (princípio **11**), fornecem proteção contra à penetração da água da solução porosa da matriz cimentícia e simultaneamente contra à penetração de agentes agressivos (cloretos). Para tal efeito, podem ser utilizados revestimentos epoxídicos e revestimentos galvanizados (que possuem a vantagem adicional de proporcionarem proteção catódica por ânodos sacrificiais) das armaduras. No entanto, em conformidade com a NP EN 1504-9:2009, a aplicação destes revestimentos requer algumas precauções. Para tal efeito, é providencial assegurar que a armadura fique totalmente encapsulada no revestimento e que este não apresente qualquer tipo de defeitos ou falhas, sendo quantificados previamente à sua inserção, efeitos adversos relativos à adesão das armaduras ao betão [26].

Sintetizando, com o objetivo de complementar a proteção fornecida pelos requisitos fundamentais na resistência à corrosão (qualidade do betão e recobrimento), existe uma série de opções disponíveis (Figura 5.2), como o uso de membranas à superfície do betão que combatam o ingresso de humidade e agentes agressivos (impregnação, impregnação hidrofóbica e revestimentos de superfície), a proteção catódica por corrente imposta ou por ânodos de sacrifício, a utilização de inibidores de corrosão, revestimentos ativos ou barreira do aço e ainda a utilização de ligas mais resistentes que o aço-carbono, como os aços inoxidáveis (não integrados na NP EN 1504).

A escolha de qualquer uma destas medidas suplementares de proteção é baseada em ambas as considerações económicas e técnicas, bem como outras questões relacionadas com a disponibilidade de produtos e sistemas, custos iniciais e a longo prazo, necessidade de reparação, manutenção e a sua adequação geral para a aplicação pretendida.

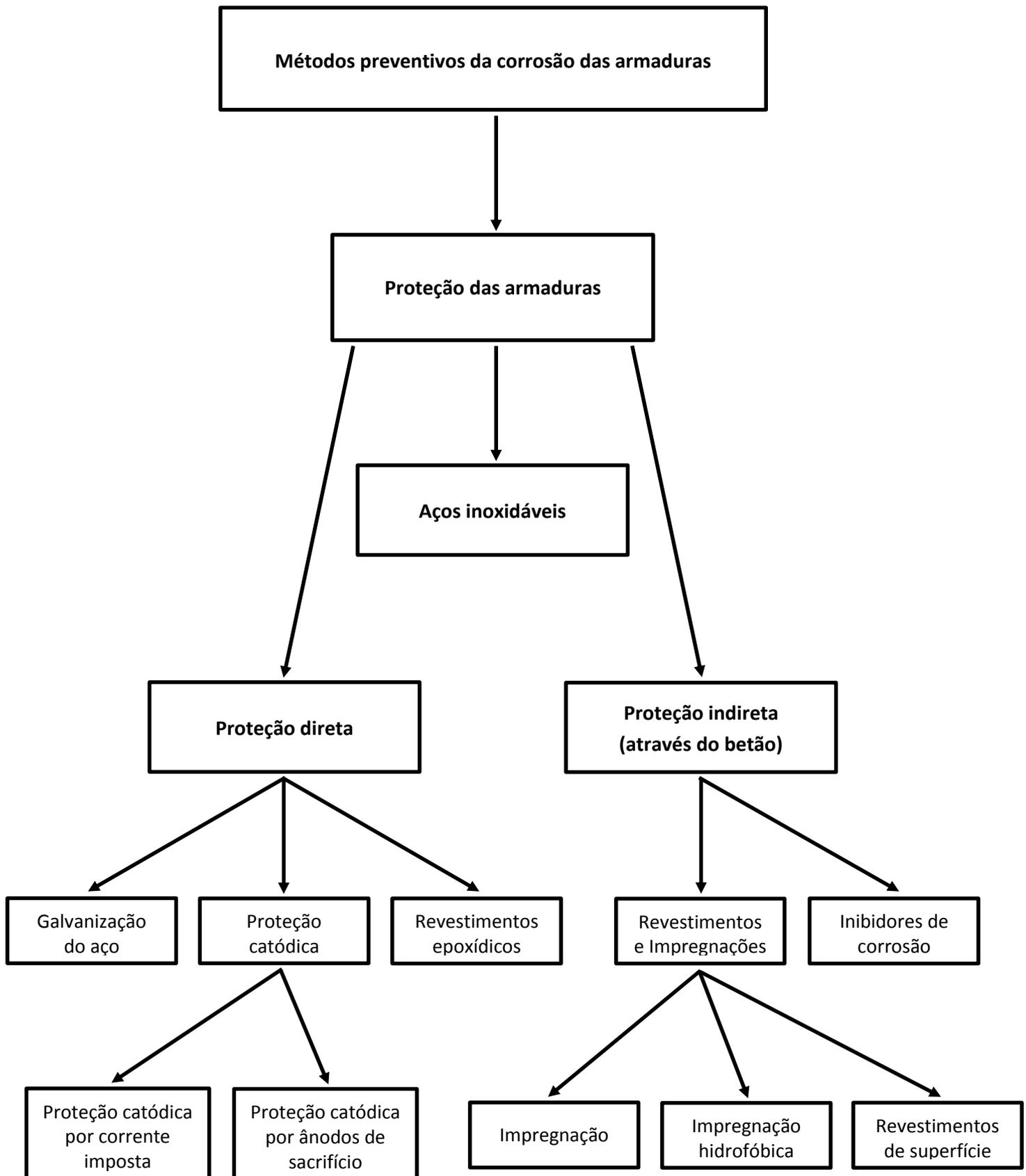


Figura 5.2 – Esquemática dos métodos preventivos complementares da corrosão das armaduras

## 5.2 Impregnação

A impregnação é um método de proteção superficial suplementar de prevenção da corrosão das armaduras, correspondente aos princípios 1, 2 e 8 da NP EN 1504-9:2009, cujo propósito de aplicação é a minimização da porosidade do betão de recobrimento, através do preenchimento parcial e/ou total do sistema de poros capilares (*sealing*) (Figura 5.3) [168] [169]. Tendo em consideração que a degradação do betão advém maioritariamente das características da sua solução porosa, o processo de deterioração de uma estrutura de betão armado, inerente à ação dos cloretos e do dióxido de carbono, pode ser prevenido através do recurso a esta técnica, que se foca na proteção dos varões dos elementos estruturais adjacentes à superfície [41] [58]. Para além de limitar significativamente a difusibilidade de gases ( $O_2$ ,  $CO_2$ ) e o ingresso de humidade ou soluções aquosas portantes de agentes agressivos ( $Cl^-$ ) no interior do betão (inclusivamente sob gradientes de pressão), este tratamento induz a formação de um filme descontínuo e de espessura extremamente reduzida (cerca de 10 a 100  $\mu m$ ), o qual providencia um endurecimento e aumento de resistência à superfície (reforço), aliado ao decréscimo dos efeitos inerentes ao desgaste por abrasão. No entanto, subsistem poucos desenvolvimentos científicos a nível bibliográfico nesta temática [41] [58] [168] [169] [171] [175].

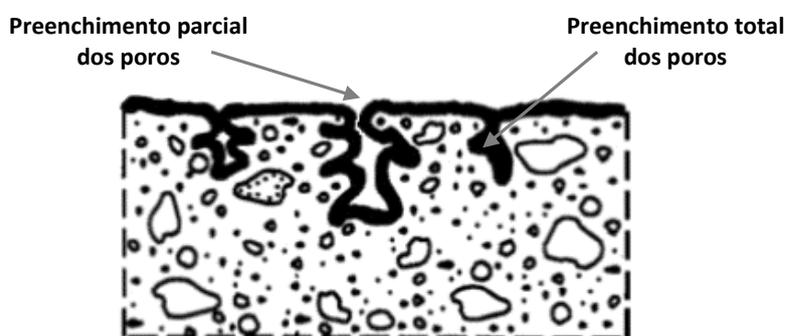
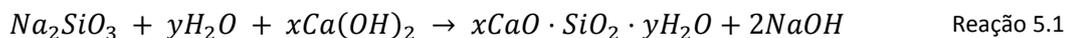


Figura 5.3 – Ilustração do mecanismo de atuação da impregnação (adaptado de [26])

Com o intuito de reduzir a permeabilidade do betão de recobrimento, são utilizados fluidos de baixa viscosidade e de fácil absorção, entre os quais se destacam as resinas epoxídicas, acrílicas e de poliuretanos, ambas inseridas no grupo dos polímeros orgânicos e produtos inorgânicos, tais como os fluoretos e silicatos de sódio e potássio (aos quais é atribuída a designação de *waterglass*, quando dissolvidos em água) [41] [169] [171]. No que diz respeito à aplicação destes produtos, é possível estabelecer uma diferenciação a nível da sua capacidade reativa com os constituintes solúveis do betão (através dos quais se formam produtos cristalinos insolúveis, que preenchem os poros capilares) [169] [175]. Uma vez introduzidas na solução porosa, as substâncias inorgânicas à base de silicatos (flurossilicatos, silicatos de sódio e potássio, etc.) reagem com o substrato (betão), nomeadamente com o  $Ca(OH)_2$ , em que os seus produtos resultantes (cristais) vão-se acumulando e preenchendo o sistema de poros. Por outro lado, à medida que os compostos de componentes ativos à base de polímeros orgânicos vão endurecendo por reação química nos poros capilares, estes são vão sendo gradualmente bloqueados (*sealing*) [21] [169] [175]. É de relevância salientar o auxílio das propriedades absorventes do betão no desempenho da penetração destes produtos, as quais podem ser intensificadas através de uma prévia secagem das suas camadas superficiais e/ou através da remoção de uma determinada quantidade de ar presente na sua solução porosa [175].

De acordo com *J. M. Bijen* e *J. Thompson*, existe uma multiplicidade de silicatos e polímeros em comercialização. Inclusivamente, estes produtos são ocasionalmente aplicados em paralelismo com agentes hidrofóbicos (silanos), com o intuito de reforçar a resistência do betão à penetração de agentes agressivos [175] [176].

Segundo *J. Thompson*, o silicato de sódio é o composto à base de silicatos mais utilizado em estruturas de betão armado (cerca de 72%) [176]. Após a sua aplicação à superfície do betão, este reage com alguns dos seus constituintes (Reação 5.1), formando o gel *CSH* (silicato de cálcio hidratado) de características expansivas, que proporciona a redução da porosidade do betão, com subsequente diminuição da difusibilidade de agentes agressivos e aumento da resistência superficial [176]. No entanto, *Luca Bertolini [et. al]* evidencia a sua fraca capacidade na redução da absorção de água, devido ao facto do gel *CSH* ser um produto hidrofílico [21] [170] [176].



A Figura 5.4 (a) é representativa de um estudo acerca da influência de alguns produtos à base de silicato de sódio na redução do coeficiente de difusão de cloretos  $D$ , comparativamente a um betão de referência (não tratado), a qual comprova a sua eficácia na prevenção da corrosão das armaduras sob a ação destes agentes agressivos [170]. No que diz respeito aos efeitos deste componente ativo de origem inorgânica na durabilidade de uma estrutura, é possível observar na Figura 5.4 (b), proveniente do estudo anteriormente referenciado e para o qual foram adotados o valor limite crítico de cloretos de 0,4% (em massa de cimento) e um teor de cloretos à superfície do betão de 1,8, que para uma determinada espessura do betão de recobrimento (profundidade de penetração de  $Cl^-$ ), a impregnação de produtos à base de silicato de sódio viabiliza o aumento do período de vida útil de uma estrutura de betão armado [170].

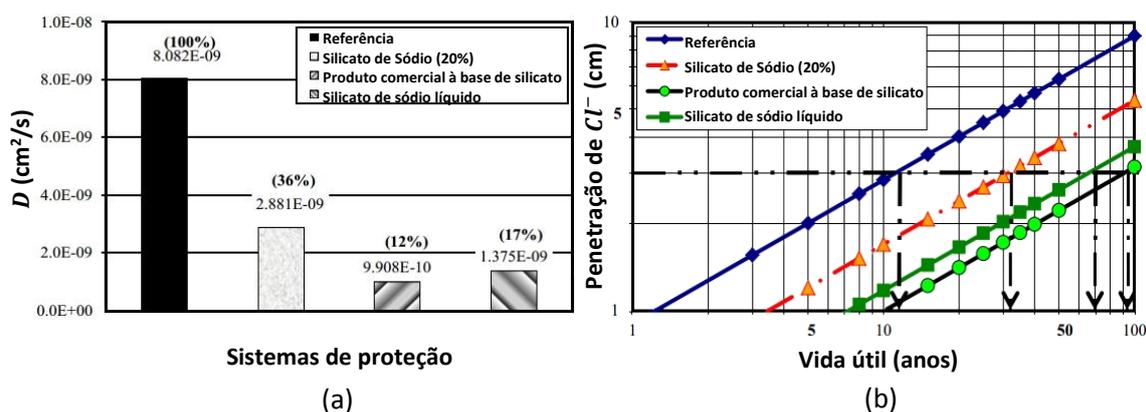


Figura 5.4 – Efeito da aplicação de silicato de sódio: na redução do coeficiente de difusão de cloretos (a) (adaptado de [170]); no período de vida útil de uma estrutura (b) (adaptado de [170])

A reduzida viscosidade dos polímeros orgânicos, impregnados na superfície do betão (previamente seca) como uma mistura reativa (monómero + catalisador), admite uma razoável penetração no sistema de poros (1 a 3 cm), no qual se depositam e bloqueiam os capilares, em função das suas boas características de aderência [21] [27] [169] [171]. Em oposição à impregnação hidrofóbica, as propriedades impermeáveis dos selantes poderão originar forças de pressão, resultantes da acumulação de humidade nas zonas adjacentes à aplicação dos produtos, suscetíveis de condicionar a sua funcionalidade devido a perdas de aderência [58]. Segundo o mesmo raciocínio, ao admitirem a acumulação de humidade, restringindo a sua evaporação do betão, a impregnação de polímeros orgânicos (nomeadamente epoxídicos e poliuretanos) poderá ser afetada por fenómenos expansivos no interior do betão, provenientes de ciclos de gelo/degelo [21] [58] [171]. Por forma a contrabalançar este inconveniente, surgiu a necessidade de se especificar limites para o fluxo de evaporação do vapor de água [169]. A NP EN 1504-2:2006 organiza em três classes, em função da redução da permeabilidade ao vapor de água pretendida, as espessuras equivalentes da camada de ar de difusão  $S_D$  (m), as quais traduzem a resistência à difusão do vapor de água do sistema de proteção [168] [169]. De forma análoga, este documento normativo exige a prática de ensaios laboratoriais para a determinação das características de desempenho, relativamente à absorção capilar e à permeabilidade à água, bem como à difusão de cloretos (LNEC E 468) [168].

### 5.3 Impregnação hidrofóbica

A finalidade do método de proteção da impregnação hidrofóbica, correspondente aos princípios 1, 2 e 8 da NP EN 1504-9:2009, traduz-se na reatividade de fluidos de reduzida viscosidade, cremes ou géis com o substrato (betão), por forma a criar uma superfície repelente à água ou soluções aquosas portantes de agentes agressivos (Figura 5.5) [58] [168] [169]. Estes produtos de natureza hidrófoba aplicados à superfície do betão (independentemente da rugosidade) e de boa capacidade de penetração, entre os quais se destacam o grupo dos silicones, estearatos e solventes de base aquosa, não preenchem os poros na totalidade, embora sejam responsáveis pelo revestimento interior da zona superficial dos capilares, providenciando um obstáculo à penetração de líquidos, cujo mecanismo de transporte se processa essencialmente por sucção capilar [141] [168] [169] [171].

Tendo em consideração que os tratamentos hidrofóbicos do betão envolvem a utilização de produtos incolores, os quais não produzem camadas/películas à superfície do betão, a sua funcionalidade estética é preservada, sem alteração relevante a nível de aparência visual, embora seja necessário garantir que o produto penetra efetivamente nos poros capilares [28] [58] [169] [171]. No entanto, aquando a sua aplicação é necessário ter em consideração a máxima dosagem admissível, já que a sua utilização em demasia não proporciona os efeitos positivos expectáveis a partir de um determinado limite [141]. A maioria dos agentes repelentes de água possui uma maior eficiência em betões de elevada razão água-cimento, comparativamente à sua aplicação em betões de elevada resistência [141]. Os materiais de maior comercialização são os silanos com 100%, silanos de 10 a 40% ou siloxanos de 10 a 20% de componente ativo (ambos dissolvidos em álcool ou hidrocarbonatos) [58] [171] [173] [174].

Apesar do sistema de poros do betão permanecer em contacto com o meio envolvente, a impregnação hidrofóbica promove um aumento das tensões superficiais (aumento da pressão condiciona a entrada de água no betão), o que permite uma redução considerável do ingresso de água e substâncias agressivas [58] [141] [155]. Para além de modificarem quimicamente as paredes capilares (fator que os caracteriza como repelentes à água), os tratamentos hidrofóbicos admitem simultaneamente a evaporação da água do betão (Figura 5.5) e subsequente diminuição do seu teor de humidade, o que proporciona um aumento da resistividade elétrica, associado à redução da quantidade de solução eletrolítica disponível para realizar o transporte iónico e promover as reações eletroquímicas da corrosão (embora sejam de menor eficiência que as tintas e/ou vernizes, os quais criam uma barreira ao ingresso dos agentes agressivos). Segundo este raciocínio, os tratamentos hidrofóbicos contribuem para a prevenção da corrosão das armaduras sob a ação dos cloretos, condicionando significativamente a taxa de corrosão, devido à evaporação de humidade do betão [41] [58] [141] [174].

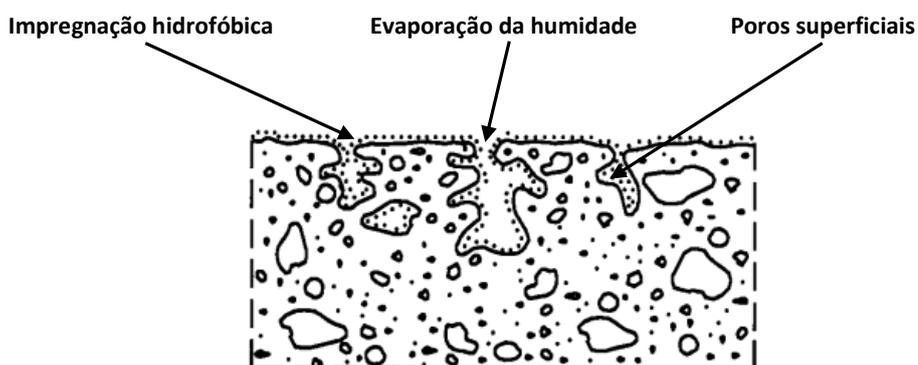


Figura 5.5 – Ilustração do mecanismo de atuação da impregnação hidrofóbica (adaptado de [26])

O betão é um material poroso e hidrofílico, o que significa que aquando o seu contacto com a água e iões agressivos, estes são rapidamente absorvidos para o seu interior devido a forças capilares [172] [174]. Segundo *Rob Polder*, este mecanismo de transporte por sucção capilar é influenciado pela dimensão dos poros (poros de menor dimensão detêm uma maior suscetibilidade de absorver água), tensão superficial, densidade e viscosidade do fluido (um fluido de menor viscosidade apresenta uma maior facilidade em ser absorvido), mas particularmente pelo ângulo de contacto entre o líquido e as paredes capilares [172] [173].

Este último fator é alvo de ilustração na Figura 5.6. Quando o ângulo de contacto ( $\theta$ ) entre um líquido e o substrato é baixo (inferior a  $90^\circ$ ), gera-se uma atração molecular entre ambos, o que se traduz num aumento de capilaridade (absorção), perante a queda de água à superfície do betão (situação **A**) [172] [173]. Por outro lado, quando se recorre a agentes repelentes de água, estes modificam as propriedades superficiais do betão, transformando-o num material hidrofóbico [174]. Com efeito, o ângulo de contacto entre a água e o betão aumenta (superior a  $90^\circ$ ), o que se traduz numa diminuição da atração molecular e da capilaridade (situação **B**).

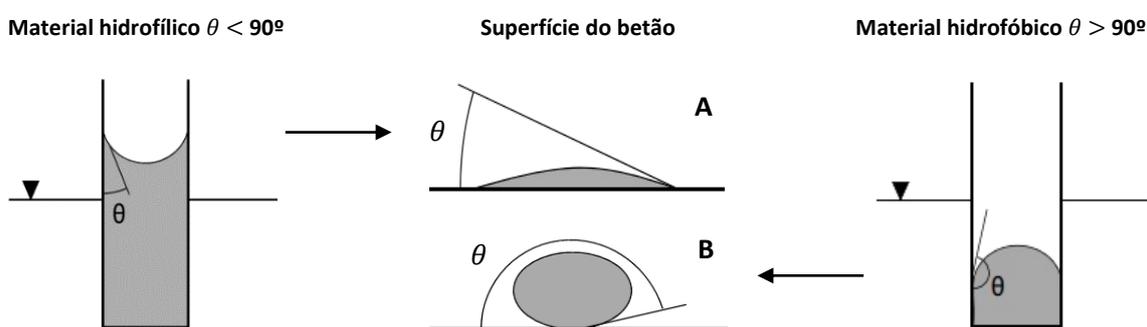


Figura 5.6 – Diferença entre um material hidrofílico e um material hidrofóbico (adaptado de [174])

A aplicação de produtos hidrofóbicos, especialmente as substâncias ativas de silanos e siloxanos, proporciona uma proteção complementar na resistência do betão à penetração de cloretos, através da minimização do mecanismo da sucção capilar [141] [173]. No entanto, este método suplementar de prevenção poderá ser superado por determinadas características ambientais, isto é, perante elevadas pressões hidrostáticas suscetíveis de induzir gradientes hidráulicos, poderá ocorrer uma perda da sua capacidade no impedimento do ingresso de água e de substâncias agressivas dissolvidas [141] [173]. Deste modo, a aplicabilidade desta técnica é restringida a superfícies isentas de pressão hidráulica, nas quais estão incluídas as zonas de maré, rebentação e salpicos (classe XS3) e/ou determinadas superfícies horizontais [141].

Outro fator presumível de influir no desempenho da impregnação hidrofóbica é a eventual presença de falhas/danos nas superfícies onde foram aplicados os produtos, que poderão promover alguma absorção de líquidos. Da mesma forma, as vantagens desta técnica poderão ser condicionadas pela exposição a radiações ultravioletas ou mediante o ataque alcalino das moléculas hidrofóbicas [172] [173]. Em função destas condições e a nível de desempenho e qualidade da impregnação, as principais exigências impostas aos produtos hidrofóbicos são:

- minimização da absorção capilar do betão, cuja capacidade de redução deverá ser cerca de 20% em relação a um betão não tratado [21] [172];
- os produtos de carácter hidrofóbico deverão superar a alcalinidade da solução porosa, por forma a preservarem as suas ligações químicas (cadeia de ácidos gordos) e a sua reação espontânea com os iões de cálcio na mistura cimentícia, através da qual se produzem sais insolúveis de natureza hidrofóbica nas paredes capilares [141] [172];

- uma penetração uniforme e de no mínimo 2 mm de espessura, por forma a garantir a longevidade dos seus efeitos e impedir a deterioração prematura por exposição à radiação ultravioleta, acumulação de partículas ou desgaste por abrasão. Alguns especialistas afirmam que perante determinadas condições de exposição e em função da qualidade do betão, uma profundidade de penetração de 2 mm é insuficiente, pelo que esta deverá ser aumentada para 5 mm, de modo a obterem-se os efeitos pretendidos [141] [171] [172] [174];

- a evaporação da humidade do betão sob o qual foi aplicado o tratamento hidrofóbico deverá ser superior a 60% comparativamente a um betão não tratado, com o intuito de precaver danos devido a acumulação de água e inerente aumento de pressão nas áreas adjacentes às superfícies hidrofóbicas [58] [172] [173].

Os tratamentos hidrofóbicos do betão constituem uma medida de elevada eficácia e de ampla utilização na prevenção da corrosão das armaduras em ambientes contaminados por cloretos e prolongam significativamente o período de iniciação da corrosão, pelo que tem sido avaliados como um requisito fundamental na conceção de pontes. Com efeito, alguns testes foram desenvolvidos nesta temática, com a finalidade de avaliar a sua eficácia na diminuição da absorção de água e/ou soluções aquosas contaminadas [28] [172] [173] [174].

A Figura 5.7 (a) é representativa de um estudo que comprova a capacidade de redução da absorção de água contaminada por parte de dois materiais hidrofóbicos, (Hy) B e E, constituídos por 100% de silano e 20% de silano dissolvido em água (que permaneceram em contacto com uma solução de 10% de NaCl durante 4 semanas), em relação a um betão não tratado [173].

Através de outra investigação realizada neste âmbito – Figura 5.7 (b) e no que diz respeito à durabilidade, foi possível concluir que os efeitos benéficos inerentes à utilização de agentes repelentes de água são preservados durante longos períodos de tempo (62 meses), mesmo aquando submetidos a condições ambientais agressivas (exposição à chuva e ao vento na cobertura de um edifício). Neste estudo foram utilizados Cimentos Portland Normal e cimentos de escória granulada de alto-forno, respetivamente tratados (Hy) e não tratados hidrofobicamente (referência), no qual foi corroborado um maior desempenho dos betões impregnados com materiais hidrofóbicos, associado a uma manutenção quase constante do seu nível de absorção de água ao longo do tempo [173].

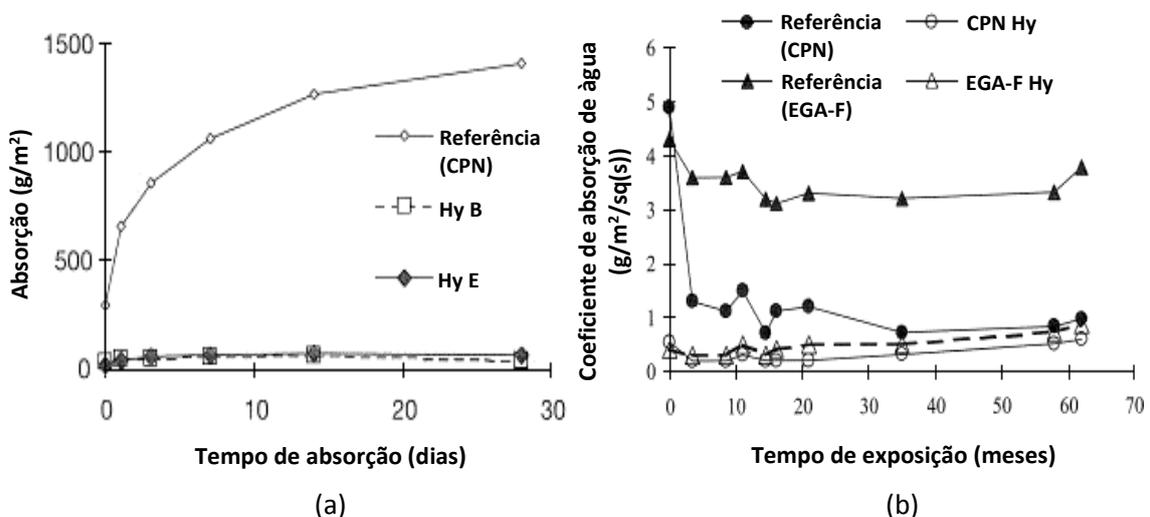


Figura 5.7 – Influência da utilização de materiais hidrofóbicos na redução da absorção de água: contaminada por cloretos em relação a um Cimento Portland Normal (Referência) (a) (adaptado de [173]); comparativamente a dois cimentos não tratados hidrofobicamente (b) (adaptado de [173])

Segundo *Anders Selander*, uma das vantagens inerentes à redução da absorção de água é a minimização do ingresso de cloretos para a solução porosa do betão. A Figura 5.8 exhibe perfis de penetração de cloretos num túnel, relativamente à aplicação de componentes ativos de silano em betões, através da qual é possível observar que o teor máximo de cloretos é atingido nas vizinhanças da superfície para os betões impregnados hidrofobicamente (3 mm), enquanto os betões não tratados possuem uma maior concentração destes agentes agressivos a profundidades superiores (4 a 6 mm). É de relevância salientar que a aplicação de agentes repelentes de água possibilitou uma redução nos perfis de penetração entre 70 a 80% [174].

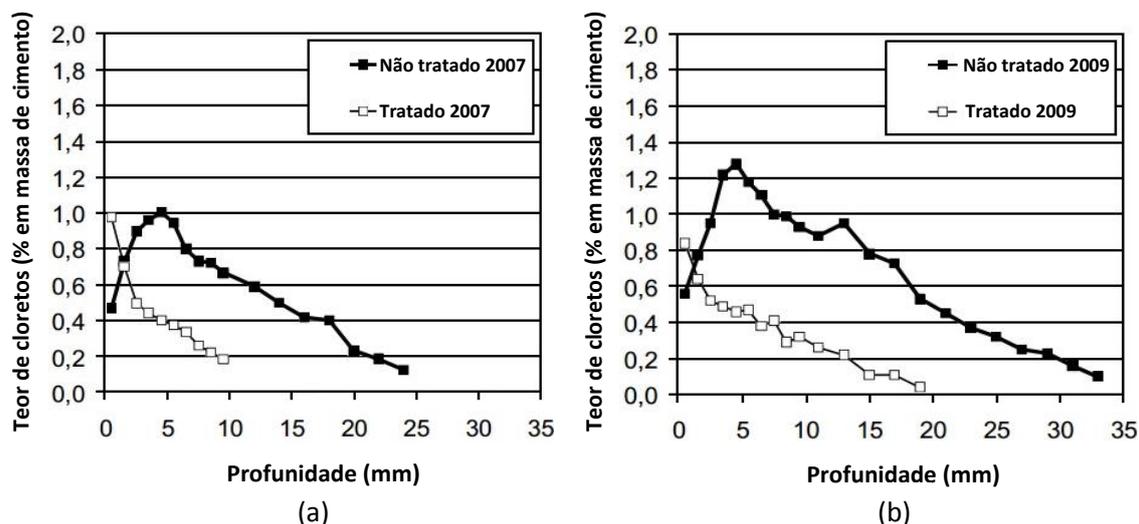


Figura 5.8 – Perfis de penetração de cloretos de betões tratados e não tratados hidrofobicamente no túnel Eugénia em Estocolmo: 3 anos de exposição (a); 5 anos de exposição (b) (adaptado de [174])

A impregnação hidrofóbica não produz quaisquer efeitos na redução da taxa de carbonatação [141]. Em conformidade com *Manuela Salta*, *Ravindra Dhir* e *Anders Selander*, a presença destes produtos à superfície do betão não condiciona a permeabilidade ao  $CO_2$ . No entanto, perante um betão tratado hidrofobicamente e submetido à ação da chuva, este é suscetível de secar mais rapidamente (pois não absorve água durante os períodos de precipitação e perde humidade nos períodos secos por evaporação) que um betão no qual não foi aplicado qualquer produto. Tendo em conta que a difusibilidade do  $CO_2$  na solução porosa do betão é superior em ambientes secos, estes poderão potencializar a taxa de carbonatação [41] [172] [174]. É de extrema dificuldade quantificar (existe alguma controvérsia entre os especialistas) o efeito dos materiais hidrofóbicos no aumento ou redução da taxa de carbonatação, já que esta é intrínseca ao conteúdo de humidade do betão. Caso o teor de humidade diminua significativamente, em função destes produtos não bloquearem o transporte das moléculas de vapor de água (já que o sistema de poros se encontra em contacto com o exterior), poderá desencadear-se a corrosão (embora as taxas de corrosão sejam ínfimas na ausência de água) [41] [58] [172] [174].

A multiplicidade de estudos realizados demonstram que as impregnações hidrofóbicas não proporcionam qualquer entrave à difusão do  $CO_2$  nem à evolução da carbonatação, apesar da análise dos teores de humidade (que poderá induzir um aumento das taxas de carbonatação) constituir uma medida prudente aquando a aplicação deste tratamento [173] [174].

A aplicação da impregnação hidrofóbica é uma técnica de baixo custo (cerca de 10 €/m<sup>2</sup>), em relação a outros métodos preventivos da corrosão das armaduras (prevenção catódica, armaduras revestidas com resinas epoxídicas, etc.), sem qualquer impacto no projeto de uma estrutura e detém um período de vida útil de aproximadamente 10 a 15 anos, bastante superior a outros tipos de revestimento. Caso a seleção e aplicação deste tratamento seja adequadamente efetuada a nível de profundidade de penetração e natureza química do substrato, não será necessário qualquer tipo de manutenção [28] [41] [58] [173] [174].

## 5.4 Revestimentos de superfície

A aplicação de revestimentos à superfície do betão, a qual envolve uma vasta gama de materiais, é um método suplementar de prevenção da corrosão das armaduras correspondente aos princípios 1, 2 e 8 da NP EN 1504-9:2009 [168]. Um revestimento é definido como um tratamento superficial do betão proveniente da aplicação de um produto sob a forma líquida, que induz a formação de uma camada protetora contínua, aderente e de espessura variável (após a sua secagem e/ou cura as espessuras variam de 0,1 a 5 mm, podendo atingir valores superiores em condições particulares) (Figura 5.9) [27] [41] [169]. Para além da sua contribuição a nível estético, a finalidade de aplicação de um revestimento para proteção do betão traduz-se na minimização dos efeitos inerentes à agressividade ambiental, através da sua funcionalidade de barreira física ao restringir o ingresso de gases e agentes agressivos ( $CO_2$ ,  $Cl^-$ , humidade e  $O_2$ ), suscetíveis de provocar a deterioração das armaduras [27] [141] [169].

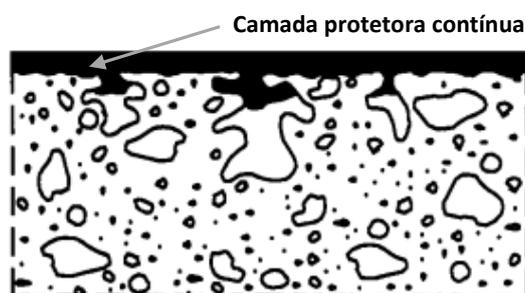


Figura 5.9 – Ilustração do mecanismo de atuação dos revestimentos de superfície (adaptado de [26])

No que diz respeito à deterioração proveniente do ingresso de cloretos no betão, os revestimentos superficiais são de elevada eficácia, particularmente quando os mecanismos de transporte se processam por absorção capilar, difusão e permeação (os quais abrangem ciclos alternados de molhagem e secagem) [41] [141]. Relativamente ao fenómeno da carbonatação, as práticas locais demonstram que a restrição à acessibilidade do  $CO_2$  mediante a aplicação de revestimentos impede a evolução da carbonatação até ao nível das armaduras [27] [141].

Alguns revestimentos de proteção superficial do betão são de elevada impermeabilidade (como por exemplo as membranas e sistemas epoxídicos) e conseqüentemente resistentes ao ingresso de agentes agressivos. No entanto, aquando a aplicação destes revestimentos é necessário ter em consideração o conteúdo de humidade do betão, que poderá contribuir para a acumulação de pressões nas zonas adjacentes à aplicação dos produtos, tal como a presença de sais solúveis que possam cristalizar e degradar o tratamento de superfície. Para contrabalançar este efeito, subsistem revestimentos permeáveis ao vapor de água, essenciais para a prevenção da sua deterioração por empolamento e para a secagem do betão, embora admitam uma maior penetração de água e agentes agressivos [41].

O processo de cura ou secagem envolve as transformações físico-químicas que convertem o produto líquido aplicado numa película coesa e aderente, através de vários mecanismos: evaporação do solvente ou água (componentes voláteis), reação química com um catalisador (secante) constituinte do sistema, reação com a humidade ambiental ou com a humidade presente no substrato e polimerização através da reação com o oxigénio [156] [169] [177].

Com o intuito de preservar as condições de aderência e manter a estabilidade da película de proteção entre o sistema superficial e o betão, os revestimentos deverão ser resistentes ao desgaste por abrasão, eficientes na obstrução de agentes químicos e possuírem pelo menos forças de ligação equivalentes à resistência à tração do betão. Os respetivos produtos deverão ser compatíveis com a alcalinidade do betão e as suas reações químicas não deverão provocar fenómenos expansivos, fissuração ou empolamento dos revestimentos [154] [156].

Os revestimentos superficiais do betão podem ser classificados segundo os seus materiais constituintes (Tabela 5.2). No grupo dos revestimentos inorgânicos inserem-se os revestimentos cimentícios modificados com polímeros (argamassas poliméricas) e revestimentos por pintura constituídos por materiais cimentícios (revestimentos de ligantes minerais) de finalidade decorativa e reduzido valor económico, ou materiais à base de silicatos de sódio e potássio (tintas de silicatos). O grupo dos revestimentos orgânicos inclui uma maior diversidade de materiais de elevado grau de proteção: produtos termoplásticos (polipropileno, polietileno, PVC) de solvente orgânico ou base aquosa, borrachas sintéticas, produtos termoendurecíveis de um ou dois componentes (epóxidos, poliuretanos), materiais oleorresinosos, óleos sicativos ou componentes alquídicos e materiais betuminosos (tintas betuminosas) [41] [58] [141].

Tabela 5.2 – Síntese dos sistemas de proteção superficial (adaptado de [41] [155] [169] [178] [179])

Tipo	Propriedades	Natureza do ligante	Observações
Revestimentos por pintura	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ barreira física;</li> <li>▪ impermeabilização;</li> <li>▪ decoração;</li> <li>▪ proteção.</li> </ul>	resinas epoxídicas, poliuretanos, acrílicas, vinílicas, poliésteres, betuminosas, borracha clorada, à base de cimento.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ espessura variável (100 <math>\mu m</math> a 1 mm);</li> <li>▪ pigmentados;</li> <li>▪ películas formam-se por evaporação dos solventes e/ou por reação química.</li> </ul>
Revestimentos espessos (revestimentos de ligantes minerais com aditivos poliméricos)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ forma idêntica aos revestimentos por pintura (diferem na espessura da película).</li> </ul>	<i>Ligantes hidráulicos</i> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ cimento: boa resistência, baixa permeabilidade;</li> <li>▪ cal: diminui a retração, melhora a trabalhabilidade, aumenta a aderência.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ teor elevado de cargas inertes;</li> <li>▪ boa resistência à radiação ultravioleta;</li> <li>▪ espessura &gt; 1 mm;</li> <li>▪ elevados teores de ligantes poliméricos podem prejudicar aderência à superfície;</li> </ul>
Membranas de base polimérica, betuminosa ou cimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ barreira física;</li> <li>▪ impermeabilização;</li> <li>▪ elevada flexibilidade;</li> <li>▪ condições de serviço rigorosas – elevadas pressões hidrostáticas.</li> </ul>	neopreno, poliuretanos, neopreno/betume, epoxídica/betume, poliuretano/betume.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ produtos líquidos de aplicação e endurecimento idênticos às tintas;</li> <li>▪ espessura variável (normalmente 1 a 6 mm);</li> <li>▪ superfície deverá estar seca para aplicação.</li> </ul>

Através de um estudo elaborado por *Maria Paula Rodrigues*, foi possível concluir que os sistemas de pinturas epoxídicas de 2 componentes e as tintas de borracha clorada de solvente orgânico são eficazes na redução da permeabilidade ao vapor de água e absorção capilar. As tintas acrílicas texturadas de base aquosa e tintas metacrílicas de solvente orgânico obtiveram o melhor desempenho na permeabilidade ao  $CO_2$ , enquanto os vernizes metacrílicos e tintas acrílicas lisas se destacaram no prolongamento da penetração de cloretos no betão [169].

A natureza e o teor de ligante detêm uma ação determinante nas características dos materiais de revestimento, pelo que deverão ser selecionados consoante a proteção pretendida e a respetiva exposição ambiental [41] [141]. Alguns produtos possuem o mesmo tipo de ligante na sua composição, embora possam adquirir diferentes desempenhos, em função do seu teor e origem da matéria-prima [155] [169]. Os efeitos benéficos inerentes aos revestimentos superficiais estão dependentes não só da natureza dos materiais, mas também da qualidade de mão de obra e das suas condições de aplicação [141] [155]. Com efeito, a preparação e inspeção das superfícies constitui um fator fundamental para a obtenção do desempenho pretendido, pelo que estas deverão estar isentas de sujidades, óleos, gorduras, poeiras, sais, eflorescências, poluentes industriais e água (a não ser que o produto seja compatível com a presença de humidade à superfície do betão), por forma a garantirem a integridade da película, respetiva funcionalidade de barreira física e aderência do revestimento ao betão [154] [155] [169].

Para a concretização desta operação, recorre-se frequentemente a soluções de soda cáustica, fosfato trissódico ou detergentes e diferentes técnicas de decapagem (escovagem manual ou mecânica, discos abrasivos, projeção de água sob pressão, etc.) que permitam simultaneamente o aumento da rugosidade superficial, condição fundamental para a aderência do revestimento [169]. Na eventualidade de ser aplicado um revestimento para nivelar a superfície (material cimentício modificado com polímeros) devido à presença de fissuras ou imperfeições, é de relevância salientar que, uma superfície excessivamente uniforme poderá condicionar as forças de ligação do revestimento ao betão [141] [155] [169]. Em função da extrema dificuldade em produzir um revestimento não poroso, a aplicação dos produtos deverá ser realizada em duas ou mais camadas, por forma a possibilitar a obtenção de uma película contínua sem falhas (ausência de coincidência espacial dos poros), já que os defeitos dos revestimentos reduzem a sua capacidade protetora [141] [156] [177]. De um modo geral, um revestimento de superfície deverá ser alvo de manutenção em períodos de 10 a 15 anos, os quais são variáveis em função do tipo de produto aplicado e da agressividade ambiental [141].

Em suma, a durabilidade de um revestimento superficial (e de forma análoga para os métodos de impregnação) depende, para além das suas condições de aplicação e fatores económicos, da sua composição, espessura e agressividade ambiental [141] [155]. A seleção de um tratamento superficial para o betão constitui um processo complexo devido à multiplicidade e respetiva designação idêntica dos materiais, embora de diferentes propriedades e graus de proteção [169]. Deste modo, surgiu a necessidade de se especificar requisitos funcionais com o intuito de determinar, comparar e avaliar o desempenho das características dos diferentes produtos, em função da finalidade da aplicação pretendida [168]. Esta metodologia de abordagem, adotada pela NP EN 1504-2:2006, envolve a consciencialização das causas potenciais de degradação das armaduras a nível dos mecanismos de transporte dos agentes agressivos (difusão, absorção capilar e permeabilidade), como base para a quantificação das características de desempenho através da realização de ensaios laboratoriais (Tabela 5.3). No entanto, é de relevância salientar que este documento normativo exige a realização prévia de ensaios de identificação aquando a receção dos materiais, com o propósito de averiguar a conformidade dos produtos selecionados com as fichas técnicas ou com o caderno de encargos (Quadro 2 da NP EN 1504-2:2006) [168].

Tabela 5.3 – Requisitos de desempenho para um revestimento de superfície (adaptado de 168)]

Características de desempenho	Métodos de ensaio	Requisitos
Permeabilidade ao vapor de água (princípios 1, 2 e 8)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EN ISO 7783-1:2011</li> <li>▪ EN ISO 7783-2:2011</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Classe I: <math>S_D \leq 5m</math> (permeável ao vapor de água);</li> <li>▪ Classe II: <math>5m \leq S_D \leq 50m</math> (intermédio);</li> <li>▪ Classe III: <math>S_D &gt; 50m</math> (não permeável ao vapor de água).</li> </ul>
Permeabilidade ao $CO_2$ (princípio 1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ NP EN 1062-6:2006 em que o condicionamento das amostras deverá ser realizado segundo a seção 4.3 da NP EN 1062-11:2006</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Permeabilidade ao <math>CO_2</math>: <math>S_D^{b)}</math> &gt; 50m</li> </ul>
Absorção Capilar e permeabilidade à água (princípios 1, 2 e 8)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EN 1062-3:2008</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <math>W^{c)}</math> &lt; <math>0,1 \text{ kg/m}^2 \times h^{0,5}</math></li> </ul>
Difusão dos iões $Cl^{-a)}$ (princípio 1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ LNEC E468</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <math>P_R^{d)}</math> &lt; <math>1 \times 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}</math> [181]</li> </ul>

*a)* Quando a absorção capilar da água é <  $0,1 \text{ kg/m}^2 \times h^{0,5}$ , não é expectável a difusão dos iões cloreto  
*b)*  $S_D$  – espessura da camada de ar que possui a mesma resistência à difusão do vapor de água ou do  $CO_2$  que a película de revestimento; *c)*  $W$  – coeficiente de absorção de água; *d)*  $P_R$  – coeficiente de permeabilidade do revestimento por pintura; **Nota:** É viável a realização de ensaios complementares: ensaio de resistência à abrasão, ensaio de resistência ao envelhecimento artificial, entre outros.

## 5.5 Inibidores de corrosão

A utilização de inibidores de corrosão numa estrutura de betão armado é correspondente ao princípio 11 da NP EN 1504-9:2009 – controlo das áreas anódicas (inibidores anódicos), apesar de não existir correntemente nenhuma referência normativa com garantia de qualidade e segurança na sua aplicação, pelo que a sua eficácia deverá ser testada previamente ao seu uso [26] [41]. No entanto, a NP EN 1504-9:2009 evidencia que, em função do mecanismo de atuação, alguns inibidores de corrosão poderão estabelecer uma correspondência com o princípio 9 – controlo catódico. Tendo em consideração que este princípio se baseia na limitação do teor de oxigénio no cátodo, os inibidores catódicos são apropriados para esta condição. É de importância salientar o mecanismo de atuação dos inibidores mistos, que ao intervirem nas zonas anódica e catódica, podem ser incluídos em ambos os princípios [26].

Os inibidores de corrosão são substâncias químicas, comercializadas na forma de pó, líquido ou gel, utilizados para prevenir ou retardar a corrosão das armaduras em estruturas de betão armado, prolongando o respetivo período de iniciação devido à carbonatação ou ao ataque de  $Cl^-$  [41] [50] [67]. Ao introduzirem alterações químicas à superfície do aço ou auxiliando na criação do filme de passivação, fornecem uma alternativa a outros métodos de proteção devido ao seu baixo custo e facilidade de aplicação [26] [41]. Segundo *Luca Bertolini [et. al]*, o seu mecanismo de ação desenvolve-se sobretudo no ataque localizado de um metal passivo devido à presença de iões  $Cl^-$  ou a um decréscimo do pH e não sobre o tipo de corrosão uniforme [21]. Essencialmente, a aplicabilidade deste método tem efeitos benéficos nos casos em que o betão é colocado em águas salobras ou marinhas, particularmente nas zonas de salpicos [27].

Um inibidor de corrosão ideal é definido como uma substância química ou uma composição de substâncias, que quando presente na sua concentração crítica no meio corrosivo, protege a armadura contra ataques de corrosão, sem efeitos indesejáveis nas propriedades do betão [1] [4] [41] [60] [67]. A utilização de inibidores com o intuito preventivo pressupõe a sua adição durante o fabrico do betão (como um adjuvante), em contrapartida com a sua aplicação superficial (seguida de migração até as armaduras) em estruturas de betão já construídas para efeitos de manutenção e conservação, onde é apenas reduzida a velocidade de corrosão – inibidores de corrosão aplicados à superfície (*surface applied corrosion inhibitors*) ou inibidores de corrosão migratórios (*migrating corrosion inhibitors*) [26] [41] [61] [68].

Os aditivos inibidores são adicionados à água de amassadura, não requerendo mão de obra especializada, manutenção ou equipamento especial e podem duplicar o tempo necessário para a iniciação da corrosão [66]. Por norma, podem ser aplicados através de pulverizadores, rolos ou trinchas, mas sempre em conformidade com as instruções dos fabricantes [41]. Devem ser compatíveis com o betão por forma a não alterar as suas propriedades: resistência mecânica, tempo de cura, aderência, retração ou ainda a possibilidade de provocar fenómenos expansivos [62] [63].

A ação e eficácia dos inibidores está dependente de diversos fatores. A sua seleção é condicionada pela origem da corrosão sob o ponto de vista físico-químico, compatibilidade com o metal a proteger, características do meio corrosivo, temperatura, controlo da dosagem e autoconsumo [41]. Dos aspetos referidos, é necessário tomar especial atenção para a sua concentração (quantidade adicionada), tendo em consideração que alguns agentes inibidores podem acelerar a corrosão e provocar ataques localizados (*pitting*), se a concentração for inadequada (inibidores anódicos) [41] [63] [67].

Para além deste inconveniente, a sua utilização em demasia constitui igualmente um efeito prejudicial por serem tóxicos e suscetíveis de se acumular na natureza, como é o caso dos nitritos [41].

Os inibidores de corrosão podem ser classificados essencialmente em 3 categorias, de acordo com a sua capacidade para bloquear as atividades anódicas, catódicas ou ambas, respetivamente, inibidores anódicos (5.5.1), catódicos (5.5.2) e mistos (5.5.3).

### 5.5.1 Inibidores anódicos

Os inibidores anódicos atuam no ânodo retardando ou eliminando as reações anódicas (intervêm na reação de dissolução do aço) [17]. Tratam-se geralmente de aniões que migram para as superfícies anódicas e ao reagirem preferencialmente com os produtos de corrosão, originam uma camada aderente, insolúvel e protetora na superfície metálica, conduzindo a um aumento da polarização anódica – Figura 5.10 (b) (deslocação do potencial de corrosão para valores mais positivos), com conseguinte diminuição da velocidade de corrosão [2] [41] [64] [65].

Qualquer inibidor anódico detém uma concentração crítica crucial para o desempenho da sua função. Apesar de serem inibidores de grande eficiência, quando a sua quantidade adicionada for inferior à mencionada concentração crítica, a formação do filme aderente e protetor não atinge toda a dimensão da superfície, podendo provocar a corrosão por *pitting* em áreas limitadas. Deve-se, desta forma, suportar a concentração do inibidor acima do valor crítico em todo o sistema, de modo a obter o carácter preventivo na totalidade [4] [64] [65] [66].

Alguns exemplos de inibidores anódicos são o nitrito de sódio, benzoato de sódio, cromato de sódio e alguns compostos de materiais alcalinos, como os hidróxidos, carbonatos, silicatos, boratos e fosfatos que, ao reagirem com os iões metálicos produzidos no ânodo, originam os referidos produtos insolúveis de ação protetora [2] [41] [60] [65].

### 5.5.2 Inibidores catódicos

Os inibidores catódicos atuam no cátodo, reprimindo as suas reações. De uma forma geral, a sua forma de atuação envolve o impedimento da difusão do oxigénio e condução de eletrões, impossibilitando o desenvolvimento da corrosão. Estas substâncias fornecem catiões metálicos ( $Zn^{2+}$ ;  $Mg^{2+}$ ;  $Ni^{2+}$ ), que ao reagirem com os hidróxidos gerados no cátodo produzem compostos insolúveis, os quais se depositam e provocam o aumento da polarização catódica – Figura 5.10 (b) (deslocação do potencial de corrosão para valores mais negativos) [2] [41]. Alguns exemplos destes produtos são os  $Zn(OH)_2$ ,  $Mg(OH)_2$  e  $Ni(OH)_2$ , que aumentam o pH do meio e consequentemente diminuem a dissolução do ferro [2] [64] [65]. Os fosfatos, silicatos e polifosfatos são também utilizados, tal como o carbonato de sódio e o hidróxido de sódio [41].

Um pormenor desvantajoso aquando a utilização de inibidores catódicos em detrimento de inibidores anódicos é o facto dos primeiros não aderirem à superfície metálica tão firmemente e apresentarem uma baixa eficiência, a qual justifica o seu pouco uso corrente. Por outro lado, apresentam a vantagem de não provocarem áreas de corrosão localizadas, aquando a sua utilização em teores inadequados [60].

Por forma a aumentar a eficiência deste tipo de inibidores é viável a sua combinação com inibidores anódicos, desde que sejam quimicamente compatíveis [2].

### 5.5.3 Inibidores mistos

Os inibidores mistos intervêm nas reações anódica e catódica e funcionam como criadores de películas protetoras orgânicas nas respetivas áreas, obtendo-se, deste modo, um efeito superior à combinação dos seus efeitos individuais, reduzindo a taxa de corrosão sem grandes alterações no potencial eletroquímico de corrosão – Figura 5.10 (c) [4] [65] [66].

Também conhecidos por inibidores de adsorção, estes adsorvem-se sobre o material, tanto à superfície do metal (adsorção física) como na sua película passivante (adsorção química) e associado ao seu efeito barreira e de colmatagem dos poros do betão, interferem com as ações eletroquímicas, reduzindo a suscetibilidade do betão à penetração de iões  $Cl^-$  [4] [50] [67]. Quanto mais espesso for este filme orgânico, maior será a eficácia na proteção e inibição da corrosão [50]. De um modo geral, estes inibidores são de natureza orgânica, da família das aminas (alcanolaminas) e ésteres solúveis em água (benzoato de sódio, formaldeído, ácidos carboxílicos) [50] [67].

Na Figura 5.10 são representadas as ações (deslocamentos de potencial) dos diferentes tipos de inibidores, em função do seu potencial ( $E_{corr}$ ) e intensidade da corrente de corrosão ( $I_{corr}$ ).

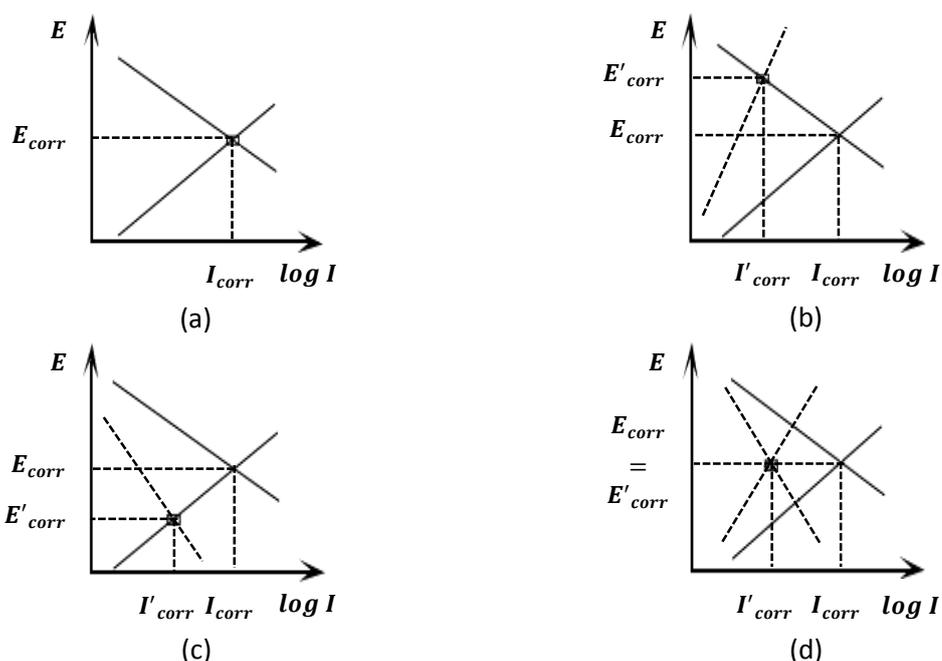


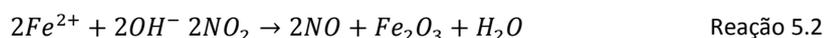
Figura 5.10 – Exemplificação dos efeitos dos inibidores de corrosão em função do potencial e corrente de corrosão: sem inibidor (a); inibidor anódico (b); inibidor catódico (c); inibidor misto (d) (adaptado de [69])

#### 5.5.4 Inibidores mais utilizados

Segundo *Abílio Silva*, os inibidores de corrosão no betão armado mais utilizados de natureza inorgânica são à base de nitrito de cálcio e de natureza orgânica essencialmente à base de aminas. Uma das vantagens apresentadas pelas aminas é a sua capacidade de removerem qualquer produto de corrosão presente, permitindo o contacto direto do inibidor com a superfície metálica. Outra particularidade das aminas é, para além da sua capacidade criadora de películas passivantes, a possibilidade de neutralizar a acidez do ácido carbónico [2] [50] [64].

O nitrito de cálcio –  $Ca(NO_2)_2$  foi dos primeiros inibidores a ser aplicado em estruturas e é o principal inibidor de corrosão compatível com o betão no seu processo de fabrico [21] [28] [41]. Este inibidor inorgânico constitui uma alternativa aos revestimentos epoxídicos (devido aos inconvenientes relacionados com a má aderência do revestimento ao betão) para a proteção contra a corrosão induzida por cloretos e ultimamente, para além de aditivo no betão, tem sido utilizado por impregnação no betão endurecido [27] [28].

É considerado um inibidor anódico. Em determinada concentração, os seus iões constituintes (iões nitrito) reagem com os iões ferrosos formando um filme passivante, que impede a reação dos  $Cl^-$  com os iões  $Fe^{2+}$  – Reação 5.2 [50].



Perante a sua adsorção química à superfície do aço, o nitrito de cálcio atua como um agente passivante ao promover a oxidação dos óxidos de ferro a óxidos férricos e no fortalecimento da camada passiva ao revestir os seus defeitos e imperfeições, o que proporciona uma menor tendência para o ataque de iões agressivos [21] [64] [67].

Uma pesquisa elaborada pela FHWA (*Federal Highway Administration*) nos Estados Unidos aliada a outras investigações realizadas expõem que, na eventualidade de ser adicionada à mistura do betão uma quantidade de nitrito suficiente para assegurar uma proporção de concentração entre este e os cloretos inferior a 1,0, o nitrito obstruirá a corrosão [21] [28].

A eficácia do nitrito de cálcio depende da concentração de iões  $Cl^-$  no betão e da qualidade do mesmo. [27] Como margem de segurança, a concentração de nitrito deverá ser 1,5 vezes superior à dos iões cloreto [50] [67]. Obviamente, esta aplicação é viável em condições marinhas onde o teor de  $Cl^-$  é conhecido, mas pode tornar-se difícil de implementar noutras situações [28]. É de importância referir que o nitrito não é permitido nas estruturas de betão armado permanentemente imersas em água, por questões ambientais e por motivos de saúde [21].

Deste modo, um dos seus inconvenientes reside na determinação da quantidade a ser adicionada para impedir a corrosão quando os cloretos penetram no betão (em oposição à sua incorporação na mistura) e no facto de ser consumido com a sua exposição aos mesmos. Nestas condições, quando o inibidor se apresentar em quantidade insuficiente, decorrente por exemplo de uma má disposição, poderá intensificar-se o ataque localizado [50].

Em conformidade com *John Broomfield*, a sua principal desvantagem é que perante um betão de boa qualidade (compacto e com recobrimento satisfatório), o inibidor não deverá ser passível de substituição pelo menos durante 20 anos, onde se coloca a questão se este ainda permanecerá na mistura cimentícia (se não terá sido consumido) e se ainda continuará a desempenhar as suas funções [28]. Com efeito, será prudente a realização de uma inspeção periódica com o intuito de assegurar a durabilidade estrutural [66]. Segundo *Manuela Salta [et. al]*, na presença de fissuras entre 0,3 a 0,4 mm, alguns estudos exibem que a atividade do inibidor se mantém, embora para fissuras maiores ocorra uma diminuição da sua concentração por efeitos de lixiviação, com o subsequente acesso de iões agressivos à armadura, promovendo novamente o ataque localizado [50].

De acordo com *Luca Bertolini [et. al]*, a vantagem do  $Ca(NO_2)_2$  é a sua possibilidade de adição à mistura sem quaisquer efeitos negativos na construção e desempenho estruturais, apesar de ser uma espécie de acelerador. Tendo em conta este facto, aquando o desenvolvimento do projeto, poderá planear-se a introdução de um aditivo retardador (ou redutor de água) [21]. Com efeito, é importante calcular o teor de  $Cl^-$  em contacto com a estrutura durante a sua vida útil, com o intuito de adicionar uma quantidade suficiente de inibidor [28].

*John Broomfield* afirma que a conjugação da aplicação deste inibidor com uma posterior aplicação da proteção catódica constitui uma opção viável. Tendo em consideração o futuro consumo do inibidor e a possibilidade de exposição elevada a iões cloreto, a aplicação tardia da técnica de extração eletroquímica de cloretos poderá igualmente complementar e auxiliar a prevenção da corrosão [28].

Recentemente, tem sido divulgados outros inibidores, mas ainda não existem resultados de estudos a longo prazo. Algumas investigações laboratoriais focadas em determinados inibidores tais como o  $ZnO$  (óxido de zinco) forneceram resultados satisfatórios, apesar da sua aplicação e avaliação em campo ser ainda prematura [27]. Da mesma forma, têm vindo a ser desenvolvidos uma nova geração de inibidores de base orgânica, que quando aplicados sobre a superfície de uma estrutura existente migram através do betão até às armaduras e adsorvem-se física e quimicamente à sua superfície [26]. No entanto, estes inibidores migratórios ao transporem a matriz porosa do betão atuam sobre a superfície do aço, restaurando o filme de passivação e diminuindo, desta forma, o processo corrosivo já iniciado, o que constitui uma intervenção de reabilitação (em oposição ao objetivo deste trabalho que é o de prevenir a corrosão) [28] [68].

## 5.6 Proteção catódica

A proteção catódica é uma técnica eletroquímica de proteção anticorrosiva permanente, que transforma as áreas anódicas (ativas) da superfície metálica em áreas catódicas (passivas), facultando uma corrente elétrica (ou elétrons) de uma fonte alternativa [32]. Por outras palavras, consiste numa proteção eletroquímica, na qual a velocidade de corrosão de um metal é significativamente reduzida através do decréscimo do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) [1].

Este conceito de modificação do potencial do sistema, o qual pode ser realizado em função das necessidades funcionais, tem como finalidade reduzir e evitar a dissolução metálica e pode ser obtido de duas formas: proteção catódica por corrente imposta (5.6.2) e proteção catódica por ânodos de sacrifício (5.6.3) [29] [31].

Particularizando o caso do betão armado, no qual se pretende a supressão ou redução da corrosão para valores mínimos, a proteção catódica baseia-se na inversão do potencial do aço para valores mais eletronegativos, para que este adquira um comportamento catódico (reduzindo a intensidade das reações anódicas), através da passagem de corrente elétrica de baixa intensidade de um ânodo exterior (inerte ou de sacrifício) para as armaduras (cátodo), através do betão (eletrólito) [29] [30].

De acordo com o diagrama de *Pourbaix* do ferro em água apresentado na Figura 5.11, é possível reparar que para um pH = 13 e na presença de potenciais elevados, o aço encontra-se no seu estado de passivação, devido à formação de uma película de óxidos ( $Fe_2O_3$  ou  $Fe_3O_4$ ) neste domínio. No entanto, ao impor-se uma redução do potencial à superfície do aço, princípio no qual se baseia a aplicação desta técnica, tem-se como objetivo o seu posicionamento no domínio da imunidade (ou num potencial elétrico o mais próximo possível), para garantir que as armaduras permaneçam efetivamente sem risco de corrosão. Esta modificação de potencial corresponde à redução para um valor inferior à condição de equilíbrio da reação eletroquímica representada pelo ponto verde da Figura 5.11 [4] [33].

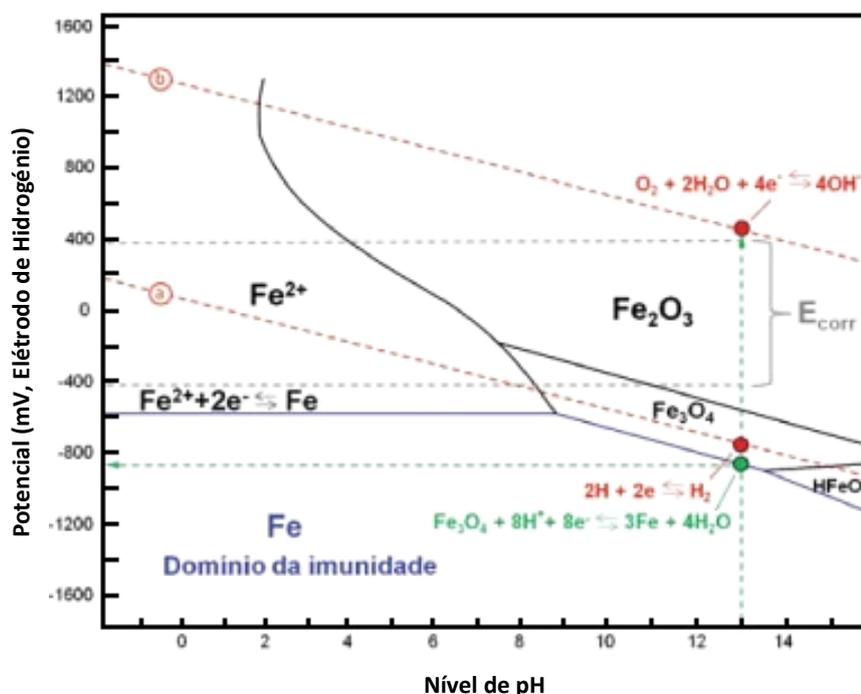


Figura 5.11 – Diagrama de *Pourbaix* para o equilíbrio potencial/pH do ferro em água (25 °C, 1 atm): apresentação das principais reações que ocorrem na região de transição passivo/imune para pH = 13 (adaptado de [33])

Para aplicação desta técnica é necessário ter em consideração alguns fatores na fase de projeto, por forma a desempenhar as funções a que se destina. Entre estes destacam-se: a resistividade do betão, a espessura da camada de recobrimento, a atividade de corrosão, o teor de cloretos, a exposição ambiental (atmosférica, zona de marés, rebentação ou salpicos, elementos enterrados ou submersos), a continuidade elétrica, a densidade e o tipo de armaduras, o tipo e localização dos ânodos (acessibilidade a uma eventual substituição), a densidade de corrente e as quedas de tensão, o plano de qualidade, monitorização e manutenção [34].

Em conformidade com o seu perfeito funcionamento, é uma técnica que pode ser contabilizada como muito vantajosa, sob o ponto de vista económico. Para tal efeito, é imprescindível garantir a sua inspeção e monitorização periódica (principalmente no seu primeiro ano de atuação), aliada à consciencialização do fim de vida útil dos equipamentos e materiais do sistema, para que não se desencadeie o fenómeno da corrosão e não surjam eventuais encargos acrescidos de reparação futuros [30].

A aplicabilidade da proteção catódica nas estruturas de betão armado abrange todo o tipo de estruturas: completa ou parcialmente submersas ou enterradas e totalmente expostas à atmosfera. Simplificando, é possível afirmar que esta técnica pode ser utilizada em todas as estruturas nas quais exista um meio, através do qual a corrente elétrica é transportada por iões [1] [33] [36]. Em estruturas expostas atmosféricamente, a utilização da proteção catódica por corrente imposta é a mais comum, embora na presença de elevados teores de humidade ou perante a variação de ciclos de molhagem e secagem (zona de marés, rebentação e salpicos – classe XS3), a proteção por ânodos de sacrifício seja também uma alternativa eficaz. Este raciocínio é igualmente válido para estruturas submersas e enterradas [33].

Apesar de esta técnica ser apropriada a qualquer tipo de exposição, é particularmente utilizada em estruturas de exposição atmosférica submetidas ao ataque de  $Cl^-$  em ambientes marítimos (fator que maioritariamente contribui para a deterioração das estruturas de betão armado), pois possibilita a destituição total dos agentes agressivos e a restauração da película passiva (através da produção de iões  $OH^-$ , já que a armadura é convertida num cátodo) [30] [33]. Relativamente à contaminação de cloretos no betão, um elevado teor de humidade origina a redução da sua resistividade, o que pressupõe a aplicação de correntes elétricas de menor intensidade para se atingir um adequado nível de proteção (comparativamente a um betão não contaminado com as mesmas propriedades). Em contrapartida, num betão carbonatado onde a resistividade elétrica é superior, são necessárias maiores densidades de corrente para se atingir o mesmo patamar [33].

É de importância salientar que a seleção do tipo de ânodo (inerte ou sacrificial), que detém a função de distribuição de corrente, varia em função do tipo de estrutura com: os seus efeitos estruturais, a exposição ambiental, o período de vida útil pretendido, a simplicidade e o tempo de instalação, funcionalidade estética, manutenção e valor económico. Numa mesma estrutura ou elemento, a opção por integração de ânodos distintos constitui igualmente uma possibilidade de aplicação, a qual deverá ser evidentemente quantificada a nível monetário [29] [31] [34].

### 5.6.1 Prevenção catódica

Nos últimos anos tem-se destacado a componente preventiva, em oposição à reabilitação na temática da corrosão, maioritariamente por esta ser um fenómeno espontâneo e sistemático de deterioração das estruturas de betão armado. Aliado aos elevados impactos económicos, este facto levou ao surgimento do conceito de *prevenção catódica*.

Os fundamentos da prevenção catódica são muito idênticos aos da proteção catódica. Contudo, tal como a sua designação indica, a finalidade da prevenção catódica é a de impedir o início da corrosão das armaduras, proporcionando uma maior durabilidade e tempo de serviço, pelo que é aplicada na fase de construção [3]. A principal diferença entre os dois métodos reside na densidade de corrente a ser aplicada, a qual é evidentemente inferior para a prevenção catódica, já que é necessário uma modificação inferior do potencial (potenciais menos negativos) para proporcionar o comportamento catódico às armaduras, aliado ao facto de que o aço é mais facilmente polarizado no estado de passivação [31].

Com a possibilidade de ser aplicada em estruturas novas, a proteção catódica é uma técnica útil, económica e eficaz, que permite prolongar o período de iniciação da corrosão e consequentemente o tempo de serviço de uma estrutura exposta a ambientes bastante agressivos, impedindo a antecipada degradação do betão [29] [35]. No que diz respeito aos equipamentos e materiais, ambos os métodos possuem o mesmo tipo de exigências (ânodos, eléctrodos de referência, sensores, fontes de alimentação, sistema de controlo e monitorização), apesar da respetiva instalação do sistema ser menos complexo na prevenção catódica [29].

No caso de estruturas novas ou recém-construídas, cujo teor de cloretos permaneça inferior ao limite crítico, o betão encontra-se no seu estado de alcalinidade, da mesma forma que as armaduras se encontram passivadas, sem qualquer indício de *pitting* [33]. Nestas circunstâncias, a aplicação da prevenção catódica tem a finalidade de preservar o potencial num valor inferior a  $E_{pit}$  (potencial de *pitting*), como se pode observar na zona **B** da Figura 5.12 [33] [38]. Segundo *Pietro Pedferri*, é de importância salientar que, a aplicação de potencial sob uma ação de prevenção catódica deverá focar-se nas zonas **B** e **C** para os aços pré-esforçados, devido ao risco iminente de fragilização por hidrogénio, enquanto para os aços-carbono, as zonas **B**, **C** e **D** são seguras. Nenhum dos tipos de aço referenciados (aço-carbono e aço pré-esforçado) deverá ser alvo de aplicação do potencial correspondente à zona **E**, a qual representa o risco de perda de aderência entre o betão e o aço [38].

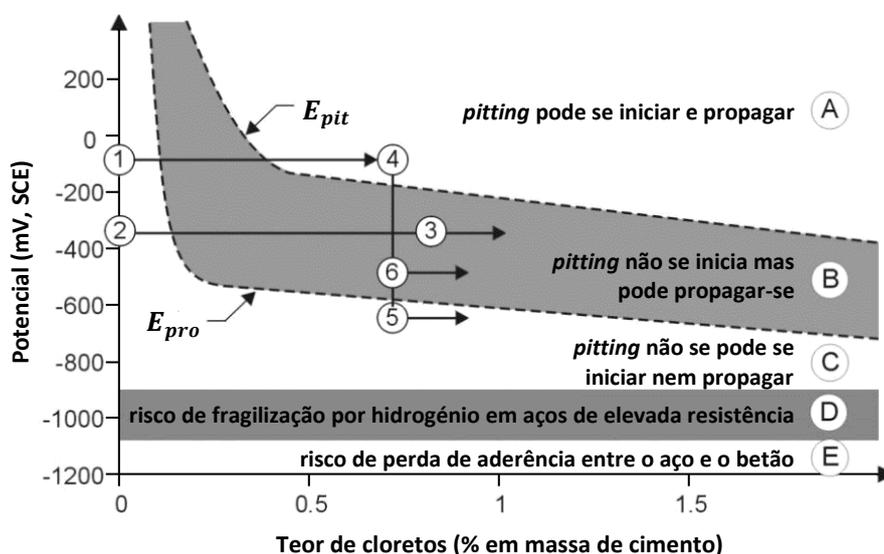


Figura 5.12 – Exemplificação do comportamento do aço no betão para diferentes potenciais em função do teor de cloretos (% em massa de cimento) a 20 °C e diferentes trajetos para a obtenção de prevenção catódica ou proteção catódica (adaptado de [38])

Na Figura 5.12 surge um outro parâmetro  $E_{pro}$  (potencial de repassivação ou de proteção de *pitting*), que representa a necessidade de obtenção de um valor de potencial inferior a  $E_{pit}$  para interromper a propagação do ataque localizado, perante o caso de a corrosão por *pitting* já se ter desencadeado (já que esta se pode propagar na zona **B**) [33] [38].

Outros aspetos relevantes de serem evidenciados na Figura 5.12 residem nos diferentes trajetos a percorrer para atingir a prevenção catódica ou a proteção catódica, esclarecendo efetivamente a diferenciação entre as duas técnicas. Com efeito, para a prevenção catódica, o caminho a percorrer é o  $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3$ . Os restantes caminhos destinam-se ao controlo da corrosão, caso esta já se tenha iniciado. Na eventualidade do objetivo se focar na restauração da camada passiva, o trajeto a percorrer deverá ser o  $1 \rightarrow 4 \rightarrow 6$ , enquanto o percurso  $1 \rightarrow 4 \rightarrow 5$  simboliza a metodologia para reduzir a taxa de corrosão [28] [38] [41].

À medida que aumenta a concentração de cloretos, as armaduras permanecerão passivadas sem indícios de ataque localizado, apesar do decréscimo do valor de  $E_{pit}$ . De acordo com as características e propriedades do betão (resistividade elétrica, teor de cloretos, etc.), a densidade de corrente necessária para a concretização desta funcionalidade compreende o intervalo de valores  $0,2 \text{ mA/m}^2 - 2 \text{ mA/m}^2$  (relativamente à área da armadura) [33] [38]. Como foi referido anteriormente, este intervalo representa um valor bastante inferior ao requerido para a proteção catódica [34]:

- $2 - 20 \text{ mA/m}^2$  à superfície do aço para estruturas aéreas, em função da atividade de corrosão das armaduras [34];
- $0,2 - 5 \text{ mA/m}^2$  para estruturas submersas [34].

O mecanismo, os princípios e a forma de atuação da prevenção catódica são sintetizados na Figura 5.13.

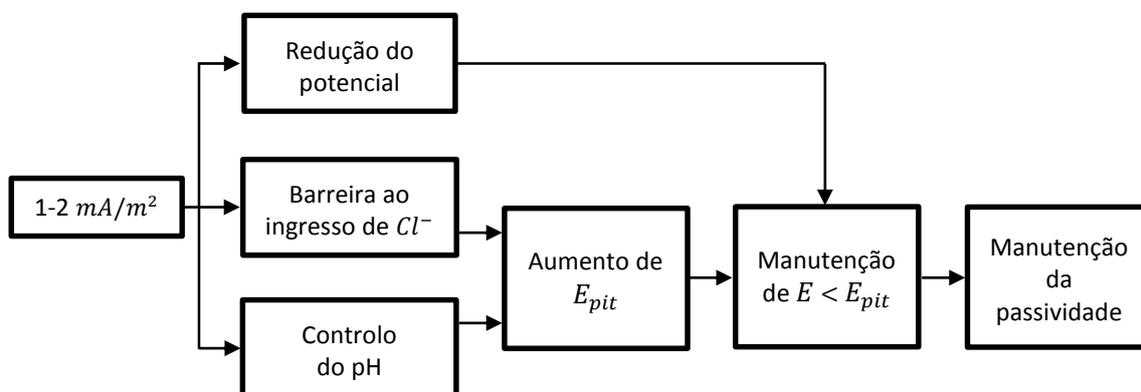


Figura 5.13 – Prevenção catódica do aço no betão, perante o contacto com ambientes contaminados por cloretos (adaptado de [21])

No que diz respeito à seleção do ânodo, perante a aplicação da prevenção catódica, é essencialmente exigido que este possua um elevado tempo de vida útil, boa aderência à superfície do betão e que seja de simples instalação [38]. De acordo com estes requisitos, os tipos de ânodos mais comuns são os de titânio revestidos com uma mistura de óxidos nobres ( $Ti/MMO$ ), em forma de malha ou fita (a sua diferenciação varia com a densidade e uniformidade de distribuição de corrente), os quais são presos às armaduras através de espaçadores adequados, previamente à operação de betonagem [29]. Ainda relativamente à fase de construção na qual é implementado o sistema de prevenção catódica, é necessário tomar especial atenção às atividades de betonagem e vibração do betão, por forma a não danificar os cabos elétricos, bem como precauções a nível de curto-circuitos ou fatores externos, que possam interferir com o íntegro desempenho do sistema [31].

## 5.6.2 Proteção catódica por corrente imposta

No método de proteção catódica por corrente imposta, o fluxo de corrente é proveniente da força eletromotriz de uma fonte externa de alimentação [28] [31]. As tensões elétricas, que são fornecidas externamente para a polarização do metal a proteger, são conseguidas com o auxílio de um gerador de corrente contínua ou um retificador [2] [4] [36]. O circuito completa-se com a presença de um eletrodo anódico, para o qual se recorrem a ânodos inertes, ou seja, compostos de materiais distribuidores de corrente de elevado tempo de vida útil, que apresentam um desgaste muito ínfimo, não dissolúveis e portanto não corrosivos [36] [40].

Deste modo, os elementos principais de um sistema de proteção catódica por corrente imposta são o ânodo (inerte), o cátodo (armaduras), o eletrólito (betão), sensores de monitorização/electrodos de referência e uma fonte de corrente contínua [28] [34].

Os retificadores, alimentados com corrente alternada, transformam-na em corrente elétrica contínua essencial para a proteção da estrutura, onde o polo positivo é ligado ao ânodo, responsável pela dispersão da corrente no eletrólito, enquanto o polo negativo é ligado à armadura (Figura 5.14) [33] [36] [38]. Em contrapartida com a proteção galvânica de ânodos sacrificiais, nos quais a polarização ocorre espontaneamente através do contacto entre dois metais, neste processo o ânodo é polarizado para valores de potenciais superiores (mais nobres) comparativamente aos quais se estabiliza o cátodo, cuja aplicação da diferença de potencial é originária da fonte de força eletromotriz [36] [40].

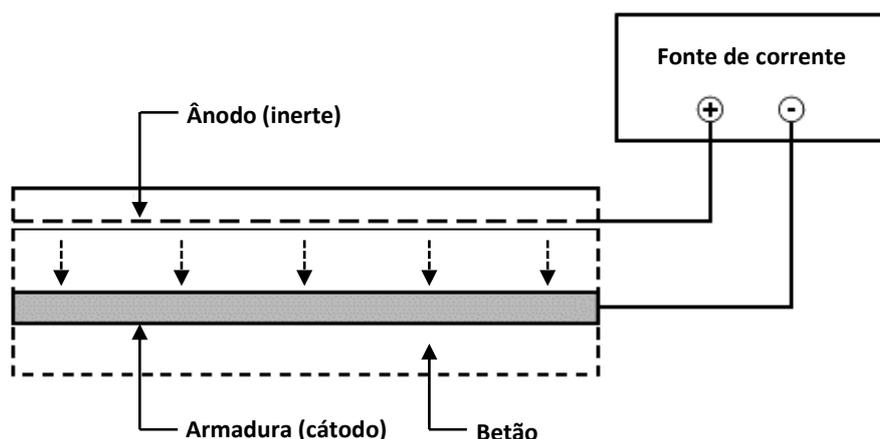


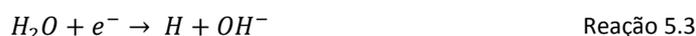
Figura 5.14 – Ilustração esquemática da proteção catódica por corrente imposta (adaptado de [38])

O ânodo inerte pode ser introduzido no betão ou aplicado à sua superfície [33]. De acordo com as suas características não corrosivas já referenciadas, a sua substituição periódica é dispensável, o que é particularmente vantajoso na proteção de estruturas enterradas em locais de difícil acessibilidade (como por exemplo locais longínquos dos centros de manutenção) [36]. A sua função é essencialmente a de recurso para a ocorrência de outras reações anódicas [36]. Os materiais mais utilizados são o titânio platinado ou revestido com uma mistura de óxidos nobres e algumas ligas de *Fe-Si*, que são considerados metais pouco corrosivos [34] [36].

Apesar de serem mais dispendiosos que a ligação a ânodos sacrificiais, principalmente nos custos de instalação, os sistemas de corrente imposta podem ser aplicados a qualquer meio, inclusivamente naqueles em que a resistividade elétrica é bastante elevada, como é o caso do betão [2] [31] [40]. Para qualquer tipo de exposição, estes sistemas são considerados o método mais eficiente e de maior utilização na proteção das armaduras em estruturas de betão armado, também devido a sua notável capacidade de dispersão da corrente, possibilitando às suas ações um alcance de maiores áreas [31].

Neste sistema, a potência e tensão de saída da fonte externa são facilmente reguláveis, o que permite equilibrar as mudanças de potenciais resultantes de instabilidades climáticas (humidade e temperatura), alterações na resistividade do solo, consumo dos ânodos ou degradação dos revestimentos de superfície, mediante um ajuste na saída do retificador [4] [40] [43]. Por esta ordem de ideias, são sistemas que apresentam pouco desgaste dos ânodos e possuem uma duração de serviço elevada, já que os períodos de inspeção e manutenção são previstos para aproximadamente 20 a 25 anos, em contrapartida com os sistemas de proteção por ânodos sacrificais, que requerem a substituição do ânodo num intervalo de tempo entre 5 a 10 anos, após a sua inserção na estrutura [31] [39] [41].

O nível de proteção atribuído ao metal é influenciado pelo potencial aplicado, o que significa que um potencial pouco catódico pode permitir o prosseguimento da reação anódica a uma velocidade inferior. A corrente que é transmitida da fonte geradora tem de ser suficiente para rescindir a reação de dissolução metálica e viabilizar a singular ocorrência da reação catódica à superfície da armadura, com conseguinte redução do oxigénio e produção de iões hidróxido (Reação 3.2) [2] [28]. No entanto, aquando a aplicação de um potencial catódico com o intuito de diminuir a velocidade anódica, a reação catódica é acelerada e se o potencial do aço se tornar muito negativo, pode ocorrer a libertação de hidrogénio – Reação 5.3 [2].



Esta reação promove a libertação de hidrogénio que pode conduzir à fragilização por hidrogénio da armadura. Ao difundir-se no aço, o hidrogénio monoatômico pode acumular-se nos limites dos grãos da matriz cristalina, enfraquecendo-o ao nível da microestrutura e degradando-o mecanicamente [28]. Apesar de este problema ser insignificante para o aço corrente, é alarmante para o aço pré-esforçado, pois este é suscetível ao fenómeno, devendo os potenciais aplicados serem limitados, por forma a não alcançarem o potencial da reação evolutiva do hidrogénio (zona **D** da Figura 5.12) [28].

Em qualquer uma das Reações 3.2 e 5.3, o resultado é a produção de iões hidróxido, o que irá proporcionar um aumento da alcalinidade e o conseguinte auxílio na reconstrução da camada passiva, que terá eventualmente sido destruída pelo ataque dos iões cloreto [29]. O ião  $Cl^-$  será repellido pelo cátodo que se encontra carregado negativamente e irá deslocar-se em direção ao ânodo (Figura 5.15), enquanto os iões positivos serão repellidos por este (em direção ao cátodo) [28] [29]. Deste modo, as vantagens da proteção catódica por corrente imposta não se focam unicamente na supressão ou minimização da corrosão através da restituição da camada passiva, mas também na expulsão dos cloretos, eliminando desta forma os agentes agressivos (Figura 5.15) [29].

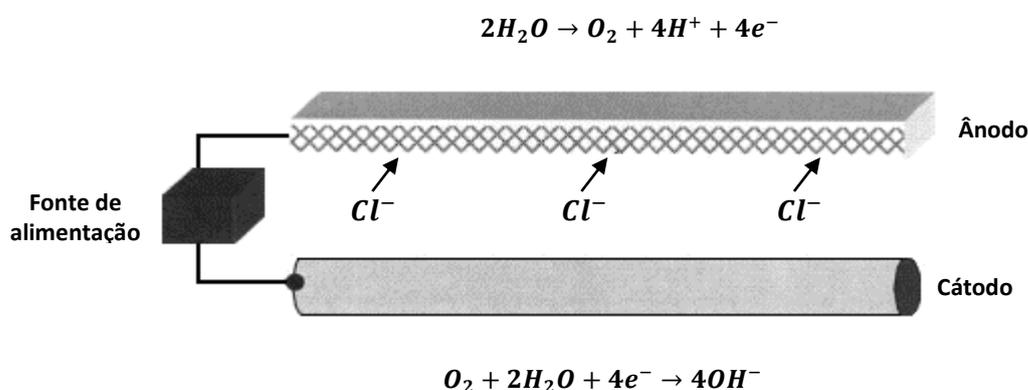


Figura 5.15 - Representação esquemática da proteção catódica, na qual é possível observar a deslocação dos cloretos em direção ao ânodo (adaptado de [29])

Com efeito, existem alguns fatores a ter em consideração, perante a implementação do sistema catódico por corrente imposta:

- a transmissão da corrente contínua deve ser suficiente para suprimir por completo a reação anódica e permanecer o mais baixo possível para minimizar a acidificação no ânodo [2] [28];
- não se deverá alcançar um potencial extremamente negativo no aço, por forma a não obter uma superproteção. Para além do gasto desnecessário e do consumo dos ânodos, poderá dar-se o empolamento do revestimento (caso o betão esteja revestido) através do desencadeamento do fenómeno da fragilização por hidrogénio, suscetível de conduzir ao colapso estrutural (particularmente em aços pré-esforçados) [4] [28] [36] [38];
- numa estrutura na qual é implementado o sistema de proteção catódica, a corrente poderá transitar por circuitos paralelos, alternativos ou distintos dos pretendidos, alterando o seu percurso inicial e propagando-se eletricamente por caminhos inconvenientes através do solo nas vizinhanças da estrutura (estruturas próximas ou na mesma estrutura caso a proteção catódica tenha sido aplicada exclusivamente a uma determinada área), intensificando o seu processo corrosivo [4] [13] [29].

### 5.6.3 Proteção catódica por ânodos de sacrifício

A proteção catódica por ânodos de sacrifício é uma técnica utilizada para proteger um metal (aço) de um ataque químico, que pressupõe a utilização de um outro metal (ânodo) com um potencial eletroquímico de redução inferior ao do metal a proteger, configurando um par galvânico [2] [36]. O ânodo dissipa-se gradualmente em detrimento do metal protegido, que funciona como cátodo (armaduras), ambos inseridos no mesmo eletrólito [2] [34].

Tal como o seu nome indica, o ânodo sacrificial corrói-se preferencialmente, libertando eletrões com o mesmo efeito do sistema de corrente imposta, mas sem o recurso a uma fonte de externa de corrente (Figura 5.16) [28] [29]. O nome alternativo para este sistema – proteção catódica galvânica, deriva do facto do mesmo fenómeno ser utilizado na galvanização, onde um revestimento de zinco é aplicado sobre o aço, corroendo-se preferencialmente e protegendo-o. Enquanto um sistema de galvanização coloca os dois metais em contacto direto, na proteção catódica por ânodos sacrificiais existe um eletrólito para transportar a corrente elétrica [28].

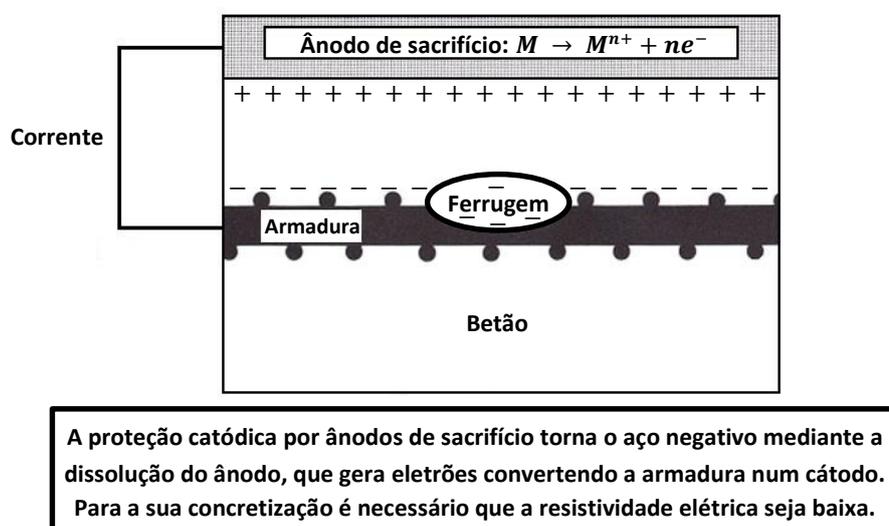


Figura 5.16 – Ilustração esquemática da proteção catódica por ânodos de sacrifício (adaptado de [28])

A resistência do eletrólito (betão), que é fundamental para o desempenho deste sistema, pode aumentar à medida que os óxidos se vão formando com a corrosão dos ânodos de sacrifício [28]. Os ânodos de sacrifício são geralmente aplicados a eletrólitos de pequena resistividade elétrica, que correspondem a estruturas de aço com pequenas quantidades de corrente, devido às reduzidas diferenças de potenciais envolvidas [4] [42]. Desta forma, são maioritariamente utilizados em solos (Figura 5.18) ou em proximidades de estruturas enterradas, devido à sua baixa resistividade e elevada capacidade de distribuição de corrente [31]. Para que a circulação de corrente elétrica entre o ânodo e o cátodo se processe de forma contínua, é necessário que o meio envolvente apresente uma condutividade elétrica constante [33] [43]. Segundo *Zita Lourenço*, esta circunstância em estruturas de betão armado é somente válida quando o betão se encontra imerso ou exposto a uma humedificação constante (estruturas enterradas e submersas) [31] [33]. Caso contrário, é possível a ocorrência de variações de resistividade, pelo que em intervalos de elevada resistividade, o surgimento de quedas de corrente poderá inviabilizar a proteção da armadura. É de importância salientar que este método não é aplicável em estruturas onde possam subsistir correntes de interferência nas vizinhanças [33].

Na série galvânica (Tabela A.1), existem vários elementos e suas ligas que são mais ativos que o aço com capacidade para o proteger [28]. Nesta lista de metais ordenada pelos respetivos potenciais, quanto mais positivo for o potencial de um metal, aumenta a sua nobreza e diminui a sua espontaneidade de corrosão. Por esta ordem de ideias, quanto maior for a diferença de potencial entre o aço das armaduras e o metal selecionado (menos nobre e com potencial mais eletronegativo), melhor será o desempenho do sistema de proteção [31].

Os principais metais utilizados na prática deste método como ânodos de sacrifício são o zinco (Figura 5.17), o alumínio, o magnésio e ligas metálicas associadas aos mesmos [34] [36] [43]. O magnésio e o zinco são bastante eficientes em solos (Figura 5.18), enquanto para a água do mar o zinco e o alumínio são os mais indicados [2] [40].



Figura 5.17 – Exemplificação de um sistema de proteção catódica por ânodos sacrificiais utilizando um ânodo de zinco, o qual foi selado a vácuo numa embalagem de plástico, por forma a impedir a contaminação durante as operações de fornecimento e armazenamento, com conseguinte remoção previamente à aplicação [263]

A resistividade elétrica do betão é superior à do betão continuamente exposto à água do mar e às zonas de rebentação. Por esta razão, *John Broomfield* afirma que a proteção catódica por ânodos de sacrifício é ainda experimental em estruturas de betão expostas à atmosfera, embora já tenha sido utilizada em tabuleiros de pontes [4]. Na utilização em solos (Figura 5.18), os ânodos sacrificiais deverão ser envolvidos num material químico e homogéneo de enchimento (mistura de gesso, bentonita e sulfato de sódio). Segundo *Vincente Gentil* e *Mariana Machado*, este isolamento, ao permitir a diminuição da resistividade elétrica na interface ânodo-solo, reduz as consequências da polarização do ânodo, dividindo uniformemente o seu desgaste. Como consequência, é igualmente reduzida a quantidade de ânodos sacrificiais necessários para promover uma adequada proteção [4] [40] [43].

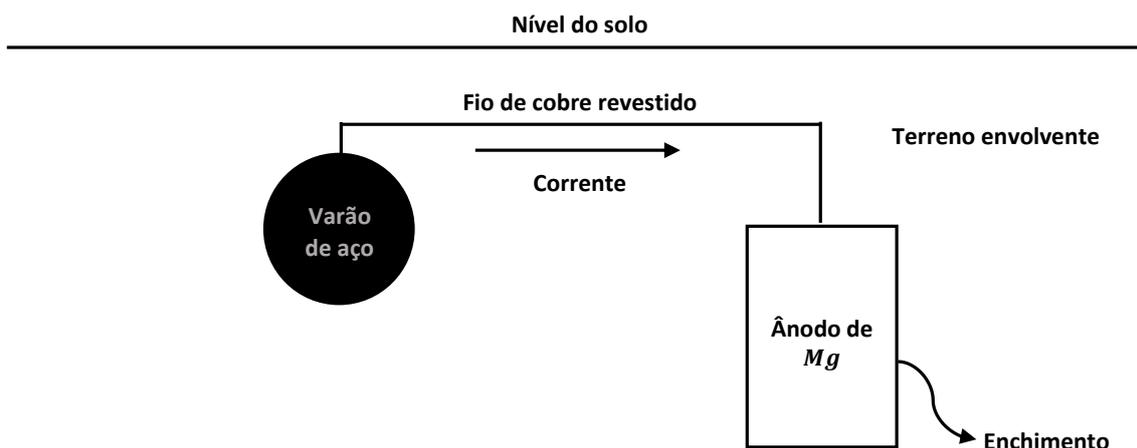


Figura 5.18 – Representação esquemática de um sistema de proteção catódica utilizando um ânodo de magnésio, no qual é perceptível o seu envolvimento pelo material de enchimento (adaptado de [2])

Dado que nestes sistemas o ânodo é maioritariamente consumido, há que ser realizada a sua substituição regular (aproximadamente 10 anos), o que pressupõe a sua instalação num local de fácil acessibilidade para tal efeito [2] [43]. É de salientar que o período de vida útil de um ânodo sacrificial é condicionado pelas suas dimensões e quantidade de corrente que lhe é transmitida [43]. *John Broomfield* afirma que, apesar dos sistemas ligados a ânodos de sacrifício serem limitados na sua aplicação a nível da quantidade de corrente fornecida à estrutura, devido à sua baixa voltagem (resultante da diferença de potencial reduzida entre os ânodos e a estrutura), apresentam algumas vantagens comparativamente aos sistemas de corrente imposta [28]. Dentro destas, além de não oferecerem o risco de superproteção, destaca-se o facto de não recorrerem a uma fonte de energia externa, o que os caracteriza como um sistema economicamente viável, pouco dispendioso e de fácil aplicação [28] [31] [40]. O facto de a corrente e voltagem não poderem ser reguladas, significa que o controlo e a monitorização são desprezáveis e o seu período de vida útil é vulgarmente curto [28] [31] [43].

Na Tabela 5.4 é exibida uma análise comparativa entre os sistemas de proteção catódica referidos, mediante uma síntese das características que condicionam a seleção de uma técnica em detrimento de outra, embora subsista a possibilidade de serem aplicadas em simultâneo.

Tabela 5.4 – Comparação entre a proteção catódica por corrente imposta e por ânodos de sacrifício [31]

Sistema de proteção catódica por corrente imposta	Sistema de proteção catódica por ânodos de sacrifício
diferença de potencial ajustável	diferença de potencial fixa
diferença de potencial alta ou baixa	diferença de potencial baixa
corrente ajustável	corrente fixa
corrente pequena ou grande	corrente pequena
custo unitário elevado	custo unitário reduzido
custo/m <sup>2</sup> protegido baixo	custo/m <sup>2</sup> protegido alto
custos de manutenção elevados	custos de manutenção reduzidos
cuidados de monitorização significativos	cuidados de monitorização diminutos
pode originar correntes vagabundas	inexistência de correntes vagabundas
projetado para uma vida útil bastante longa	projetado para uma vida útil limitada
aplicável independentemente da resistividade do betão	aplicável apenas em betões de baixa resistividade

## 5.7 Galvanização do aço

Com o intuito de tornar as armaduras das estruturas de betão armado mais duráveis à corrosão é possível atribuir-lhes uma proteção suplementar, para além da relacionada com a baixa permeabilidade, adequada espessura e qualidade do betão de recobrimento, através do recurso a revestimentos metálicos como o zinco, que operam como uma barreira (princípio 11), evitando o contacto direto com os agentes agressivos (cloretos e dióxido de carbono), humidade e oxigénio [59] [72]. A galvanização é um processo que consiste na aplicação de um revestimento de zinco sob a superfície do aço, que resiste à corrosão durante intervalos de tempo superiores a um aço não ligado. Trata-se de um recurso de fácil aplicação e baixo custo (apesar do seu preço ser cerca do dobro do aço-carbono), que ao retardar os intervalos de manutenção das estruturas de betão, diminui também o custo de manutenção na totalidade [59] [71] [73]. Esta técnica pode ser aplicada como uma medida preventiva em estruturas sujeitas à carbonatação ou concentrações medianas de cloretos, tais como pontes, túneis e edifícios costeiros [21].

No âmbito dos revestimentos, a galvanização é o método de prevenção da corrosão mais vulgar. A sua primeira prática foi efetuada na década de 1930 nos EUA. Desde então e nomeadamente nos últimos anos, o seu uso numa grande variedade de ambientes de exposição e modelos de construção tem sido bastante documentado [70]. As armaduras galvanizadas proporcionam um período de proteção de 15 anos de vida útil (sob a ação dos  $Cl^-$ ), mas como qualquer medida suplementar de proteção, nunca se deverão sobrepor à condição fundamental de resistência à corrosão no betão armado fornecida pelo betão de recobrimento [28].

O zinco pode ser aplicado sobre a superfície das armaduras de diversas formas. A imersão a quente é o método mais adotado (Figura 5.19) e envolve a imersão dos varões de aço num banho de zinco fundido a cerca de 470 °C, durante o qual ocorre uma reação metalúrgica que garante uma forte aderência entre o aço e o zinco (ordem de grandeza de adesão superior aos revestimentos epoxídicos), originando um revestimento contínuo formado por uma série de camadas de ligas ferro-zinco e uma camada mais externa de zinco puro [21] [50] [59] [74]. Trata-se, sem dúvida, da principal característica da galvanização, em que o revestimento ligado ao aço metalurgicamente é, com efeito, uma parte integrante do mesmo. Neste, as camadas de ferro-zinco possuem uma dureza superior ao aço não ligado (aço base), o que proporciona às armaduras uma elevada resistência à abrasão (desgaste), que aliada à forte aderência das armaduras galvanizadas permite a utilização dos mesmos regulamentos que as armaduras de aço corrente no betão armado.

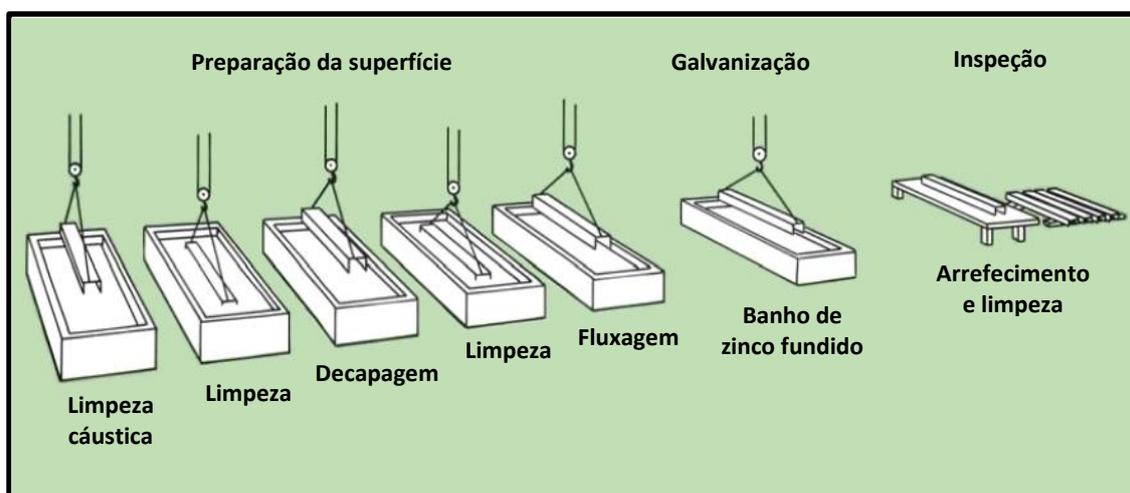


Figura 5.19 – Ilustração esquemática do processo de galvanização por imersão a quente (adaptado de [70])

Tendo por base a micrografia do revestimento (Figura 5.20), as várias camadas formadas neste processo são progressivamente mais ricas em *Zn* do interior para a superfície. A primeira camada *gama* (adjacente ao aço) possui 21 a 28% de ferro. A segunda camada, designada de *delta*, contém 7 a 12% de ferro, seguida de uma outra camada, a terceira – *zeta*, que apresenta 5,8 a 6,2% de ferro. Por fim, a quarta camada – *eta* é a camada externa do revestimento, formada essencialmente por zinco puro [50] [71] [74].

Dependendo da composição química do aço e do banho de *Zn*, da temperatura, do tempo de imersão e da dimensão dos varões, podem obter-se variadas espessuras de revestimento, as quais, na generalidade são diretamente proporcionais à sua vida útil até um certo limite – 200  $\mu\text{m}$ , por forma a não danificar o revestimento [21] [50] [56].

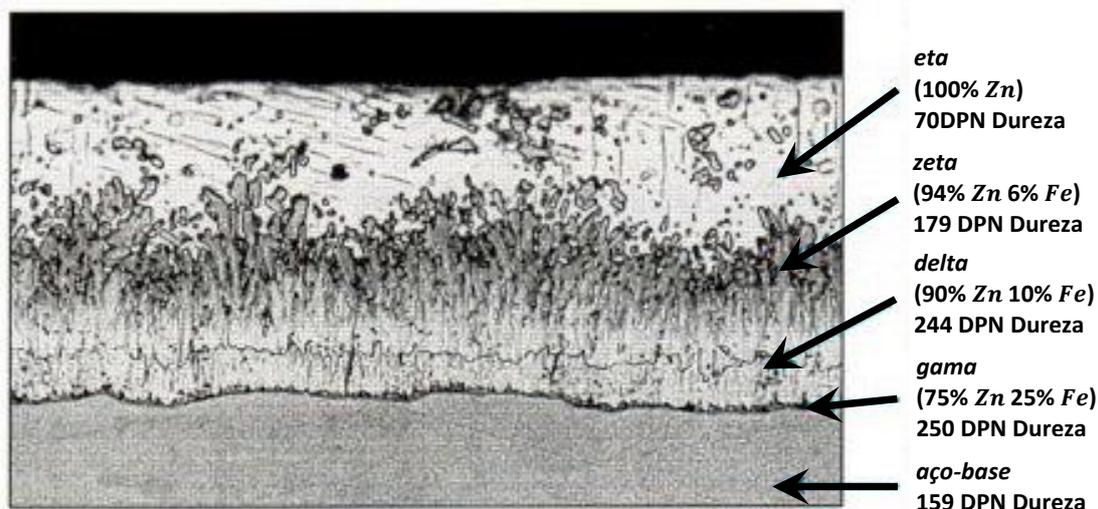


Figura 5.20 – Fotomicrografia de um revestimento galvanizado obtido por imersão a quente, no qual é possível verificar a composição química das camadas e sua respetiva dureza: as camadas compostas por Fe-Zn são de dureza superior ao aço não ligado (adaptado de [78])

De facto, subsiste uma multiplicidade de afirmações acerca da espessura adequada para a camada de zinco, da qual depende a durabilidade das armaduras galvanizadas. Efetivamente, para que os revestimentos de zinco possam proporcionar a necessária proteção ao aço das armaduras é essencial que a camada de zinco puro (*eta*) possua uma espessura entre 8 a 10  $\mu\text{m}$  e que variando de acordo com a agressividade do meio ambiente, a espessura total não seja inferior a 100  $\mu\text{m}$  [21] [50] [56] [77] [78].

Apesar das medições de potenciais eletroquímicos, através das quais está orientada a série galvânica, demonstrarem que o zinco é bastante reativo (menos nobre) e de elevada suscetibilidade à corrosão, na realidade, confirma-se que este possui uma baixa velocidade de corrosão e uma boa resistência à mesma, devido à sua capacidade para, ao se corroer, gerar produtos de corrosão protetores, que limitam o desenvolvimento do referido fenómeno [50] [71] [79].

Estes produtos resultantes da corrosão do zinco, comparativamente aos óxidos de ferro, são de menor expansibilidade e um pouco mais solúveis, facto que possibilita a sua difusão até uma determinada distância na interface metal-betão e que explica a sua tendência para colmatar os poros capilares (Figura 5.21) [50] [54] [71].

Deste modo, ao tornar o betão menos permeável, auxiliam na minimização da penetração de substâncias agressivas ( $\text{Cl}^-$ ), inibindo a continuação do ataque. Ao ocuparem menos volume, não provocam tensões internas tão prejudiciais, o que significa que a fissuração é de menor intensidade, com poucas ruturas físicas no betão circundante [50] [71].

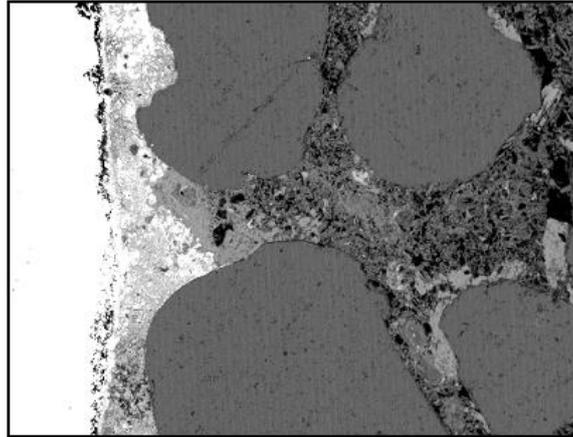
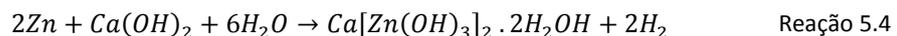


Figura 5.21 - Micrografia da zona intersticial entre o aço galvanizado (coloração branca) e a matriz cimentícia (ampliado 100x), na qual é possível observar a difusão dos produtos resultantes da corrosão do zinco (cinza) para o seu interior (as partículas de maior dimensão representam a areia fina) (adaptado de [78])

Segundo *Stephen Yeomans*, alguns estudos acerca do comportamento reativo do zinco em soluções alcalinas demonstraram que num intervalo de pH entre 12 a 13,2, este corrói a uma taxa relativamente baixa e o produto de corrosão resultante que proporciona a sua passivação é o hidrozincato de cálcio ( Reação 5.4). Apesar do pH do betão condicionar a morfologia desta película, uma vez formada, a sua estabilidade mantém-se, mesmo com o aumento do pH até valores da ordem dos 13,6, os quais correspondem ao pH característico do betão [50] [54] [78].



A passivação do zinco ocorre para uma gama de pH entre 6 e 12,5, uma faixa bastante mais abrangente que o aço [78]. O zinco é um metal anfotérico, o que significa que têm a capacidade de reagir formando uma camada protetora, tanto em meios ácidos como em meios básicos [75]. Contudo, como é possível observar na Figura 5.22, para valores de pH não incluídos no intervalo de passivação do zinco (6 a 12,5), a taxa de corrosão aumenta exponencialmente [78].

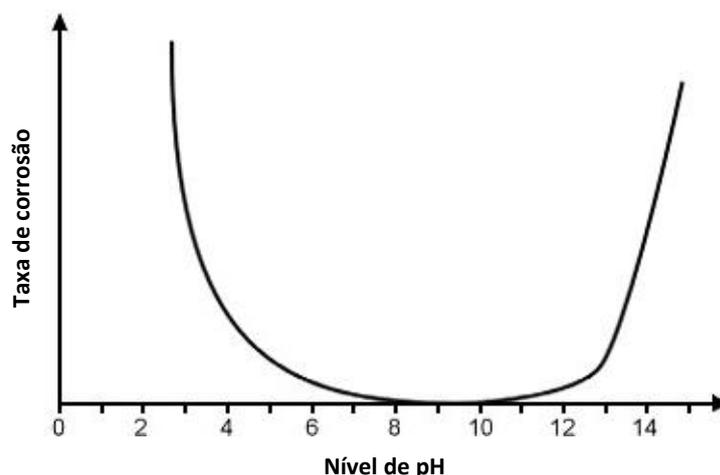


Figura 5.22 – Exemplificação da gama de passivação de zinco correspondente às taxas de corrosão mais baixas, em contrapartida com o aumento da taxa de corrosão para valores não incluídos no intervalo de passivação do zinco (adaptado de [21])

Esta é uma particularidade bastante vantajosa, tendo em consideração que o  $CO_2$  ao penetrar na solução porosa do betão provoca a redução do pH, facto que aliado à presença de oxigénio e humidade contribui para a corrosão das armaduras, cuja despassivação ocorre para o decréscimo do pH a partir de um valor aproximadamente igual a 11 [54] [71] [74].

A galvanização constitui portanto um bom meio de proteção do aço ao resistir à redução do pH do betão, resultante do fenómeno da carbonatação [28] [78]. A sua velocidade de corrosão é inferior à dos aços não galvanizados. Segundo *Luca Bertolini [et. al]*, num betão carbonatado, a taxa de corrosão do aço galvanizado é cerca de 0,5 – 0,8  $\mu\text{m}/\text{y}$ , o que constitui um valor desprezável, mesmo na presença de um baixo teor de  $\text{Cl}^-$  (a referida taxa equivale a uma vida útil de 100 anos, se for utilizada uma espessura vulgar de um revestimento galvanizado) [21]. É de importância referir que, a taxa de corrosão de um betão carbonatado é apenas ligeiramente superior à de um betão alcalino, perante a utilização de armaduras galvanizadas em ambos [54].

Numa fase inicial, os cloretos inseridos no betão são mais agressivos que os provenientes do exterior por exposição marinha, já que podem atacar a camada de zinco durante a formação da sua camada de passivação [50] [54]. Segundo *Manuela Salta [et. al]* e *Thomas Telford*, quando o aço é despassivado por ação dos cloretos (para qualquer nível de pH), um ataque localizado é suscetível de provocar a deterioração pontual do revestimento. Esta deterioração pode difundir-se até atingir a camada mais interna composta totalmente por ferro (aço-base) ou contribuir para a propagação dos danos nas zonas do revestimento adjacentes, ambas condicionando a preservação do revestimento.

Tendo em consideração que as zonas nas quais ocorre a dissolução total do zinco correspondem à subsequente degradação da camada *gama* (camada mais interna e próxima do aço-base), é possível concluir que uma maior espessura da camada *eta* (zinco puro) é a que proporciona uma maior durabilidade aos revestimentos, já que é a mais resistente aos cloretos, enquanto as camadas subjacentes de *Fe-Zn* são menos estáveis [21] [50] [54] [70] [78].

Apesar de o zinco poder ser despassivado na presença de cloretos, as armaduras galvanizadas apresentam uma maior tolerância face à sua presença que as armaduras não galvanizadas, já que a concentração necessária para ocorrer a despassivação do zinco é 4 a 5 vezes superior à do aço comum [76]. Alguns estudos laboratoriais sugerem que este valor seja entre 8 a 10 vezes superior, o que representa uma vantagem do ponto de vista da durabilidade em ambientes expostos a elevadas concentrações de cloretos [78]. Em suma, segundo *Thomas Telford, as armaduras galvanizadas são mais resistentes ao ataque de cloretos que as armaduras de aço corrente, proporcionando ainda a extensão da vida útil das estruturas* [54].

Perante o ataque de agentes agressivos (cloretos), apesar de ser uma opção de baixo desempenho a longo prazo comparativamente a outras formas de revestimento, como por exemplo os revestimentos epoxídicos das armaduras – *fusion bonded epoxy coating*, a galvanização detém a vantagem de, além de constituir uma proteção por barreira, proporcionar igualmente proteção catódica por ânodos sacrificiais, o que significa que caso ocorra alguma falha ou rutura no revestimento (proveniente por exemplo de solicitações mecânicas), a corrosão concentrar-se-á preferencialmente na camada de zinco (em vez do aço), devido ao facto de este ser um material menos nobre (mais ativo) [28] [71] [80]. *Deste modo, os revestimentos galvanizados não são afetados pelos produtos resultantes da corrosão do aço, como ocorre nos revestimentos epoxídicos* [71].

No entanto, em função da concentração, um ambiente contaminado por cloretos pode degradar as armaduras galvanizadas sobre o fenómeno da corrosão localizada [54]. A nível do teor crítico de cloretos, as armaduras galvanizadas suportam valores da ordem de 1 a 1,5% da massa de cimento, o que comparativamente ao valor de 0,4% referido na NP EN 206-1:2007 como limite para o aço corrente, constitui um aspeto benéfico [21] [54]. Este facto é ilustrado na Figura 5.23, onde é possível observar que a degradação do revestimento de zinco em função da referida gama de valores (entre 1 a 1,5% de massa de cimento) é baixa e de valor essencialmente constante. *Luca Bertolini [et. al]* afirma que a diferença de teores críticos entre as armaduras galvanizadas e o aço não revestido se deve maioritariamente ao facto do aço galvanizado ter um valor inferior de potencial de corrosão livre ( $E_{corr}$ ) [21].

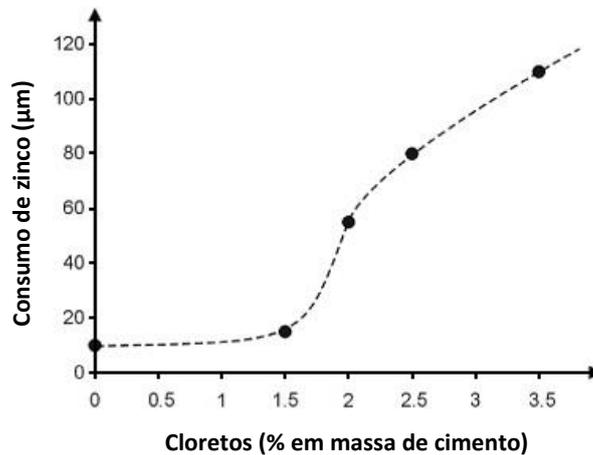


Figura 5.23 – Degradação do revestimento de zinco em armaduras galvanizadas após 2,5 anos de exposição em diferentes betões contaminados por cloretos, cuja espessura inicial era de 160 µm (adaptado de [21])

Relativamente à influência das fissuras no betão para o aço normal, o aumento da sua largura para valores superiores a 0,3 mm condiciona o aumento da velocidade de corrosão. Além das suas características de barreira física e proteção catódica adicional após a rutura do recobrimento, a galvanização melhora este valor, não sendo tão preponderante em ambientes marítimos, devido à elevada concentração de agentes agressivos, onde a qualidade e espessura do betão de recobrimento são os principais fatores dos quais depende o risco de corrosão [50].

Numa fase inicial, simultaneamente à formação do hidrozincato de cálcio, dá-se a libertação de  $H_2$  (Reação 5.4), que provoca a redução da aderência do betão ao aço galvanizado e atrasa a sua fase de hidratação. No entanto, as reações entre o Zn e o betão e a difusão dos seus produtos resultantes, aliadas às suas características de baixa expansividade e elevada solubilidade, tornam o betão mais compacto a longo prazo, aumentando significativamente a sua força de ligação ao varão galvanizado, mesmo para valores superiores aos espectáveis nos aços não revestidos (Figura 5.24) [50] [59] [78]. Por forma a contornar os efeitos da libertação de  $H_2$ , um tratamento de cromatação garante a presença e a quantidade de cromatos nos locais necessários, melhorando a aderência dos aços galvanizados ao betão, a qual pode atingir valores superiores aos aços não galvanizados em condições idênticas [50] [54] [56] [59]. *Thomas Telford* declara que, se um cimento possuir uma quantidade superior a 0,022% de  $CrO_4^{2-}$ , a evolução do  $H_2$  será suprimida. Por outro lado, se tiver uma quantidade reduzida de cromatos, deverão ser adicionados 50 a 70 ppm de  $CrO_4^{2-}$  na água de amassadura para o mesmo efeito [54].

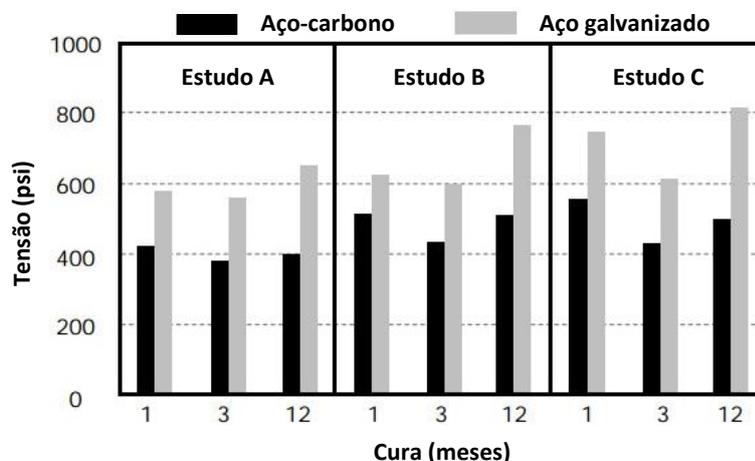


Figura 5.24 – Estudo relativo à força de aderência entre os aços normais não revestidos e os aços galvanizados, o qual comprova que as forças de ligação entre o betão e as armaduras galvanizadas não são inferiores às do aço não revestido, apesar do fenómeno de libertação do hidrogénio (adaptado de [264])

Segundo *Manuela Salta [et. al]*, de uma forma geral, não subsistem requisitos especiais para a conceção do betão armado com revestimentos galvanizados, para além dos que se aplicam ao betão armado convencional. Apesar dos revestimentos de zinco oferecerem proteção contra a corrosão das armaduras previamente à sua introdução no betão, existem algumas precauções a ser tidas em consideração no manuseamento das armaduras galvanizadas [70].

No que diz respeito ao corte dos varões, na eventualidade das superfícies de corte ficarem expostas, a solução passa pela pintura da respetiva área com uma tinta rica em zinco. Esta técnica é igualmente aplicável após a dobragem do aço, se os revestimentos se mostrarem danificados, ou na operação de soldadura [50]. Tal deterioração durante o ato da dobragem é condicionada pela origem de fissurações nos locais de maior espessura dos revestimentos, facto que obriga o recurso à normalização na adoção de um valor máximo de espessura ( $200 \mu m$ ), tal como para a secção dos varões, cujo risco de fissuração é proporcional ao seu aumento [50] [54]. Relativamente aos métodos de soldadura, a deterioração localizada dos revestimentos não deverá constituir uma preocupação, se a respetiva área danificada for bastante inferior comparativamente à área circundante [50] [54].

Apesar destes cuidados, é de importância salientar que dentro de determinados limites, a fissuração, o destacamento dos revestimentos, as variações da qualidade do betão (má compactação, razão água-cimento elevada) e as reduções acidentadas dos revestimentos quando comparadas com os aços não revestidos, não são excessivamente expressivas devido à capacidade do zinco proporcionar, a já anteriormente mencionada, capacidade adicional de proteção catódica (por ânodo de sacrifício) [50] [71]. Outro fator que merece especial atenção é a não recomendação de armaduras galvanizadas e não galvanizadas na mesma estrutura, que associadas a eventuais danos nos revestimentos, são suscetíveis de criar diferenças de potencial e conseqüentemente a formação de células de corrosão [50] [54].

*John Broomfield* afirma que, caso sejam utilizadas na mesma estrutura, deverão ser tomadas precauções no sentido de estabelecer um apropriado isolamento elétrico entre as diferentes armaduras. Efetivamente, numa fase posterior, a aplicação de métodos eletroquímicos para solucionar a deterioração das armaduras galvanizadas pode ser prejudicial, devido à possibilidade de ocorrência de fenómenos de ataque localizado – *pitting*. A realcalinização e dessalinização são alguns exemplos de técnicas não recomendadas em estruturas portantes de armaduras galvanizadas [28] [50].

## 5.8 Revestimentos epoxídicos das armaduras

O método de revestir as armaduras com resinas epoxídicas constitui uma prática desenvolvida na década de 1970 na América do Norte e é correspondente ao princípio 11 da NP EN 1504-9:2009, devido à sua funcionalidade de isolamento e barreira física das armaduras contra a água da matriz cimentícia e a penetração de agentes agressivos [21] [26].

De um modo geral, as experiências realizadas validam a eficácia dos revestimentos epoxídicos das armaduras na complementação à prevenção da corrosão por fenómenos de carbonatação ou por contaminação de cloretos no betão. Contudo, após alguns anos de construção e proveniente de más experiências documentadas, têm surgido algumas dúvidas acerca da sua durabilidade em meios muito agressivos, situação que tem conduzido à reconsideração desta técnica por parte dos fornecedores e dos projetistas [21].

Perante a sua aplicação nas armaduras, a proteção conferida pelos revestimentos epoxídicos baseia-se no isolamento do aço na interface aço-betão, sob uma barreira física contra a ação dos agentes agressivos, que penetram no betão de recobrimento [51] [55].

Em comparação com o aço não revestido, os revestimentos epoxídicos são de elevada resistência e a sua natureza isolante assegura a redução da corrosão, através da eliminação das áreas catódicas [54] [55]. Estes revestimentos constituem um importante método suplementar de combate à corrosão devido à sua resistência química em meio alcalino, resistência à abrasão e ao impacto [4] [50]. Segundo *Manuela Salta [et. al]*, a sua aplicação é efetuada em fábrica através de diferentes metodologias: pintura com trincha, *spray* ou imersão em resinas líquidas, por passagem do aço pré-aquecido num leito fluidizado (Figura 5.25) ou por pintura electrostática, ambos em resinas em pó, os quais, de um modo geral, apresentam um melhor desempenho face aos revestimentos obtidos por resinas líquidas [50].

Uma importante particularidade dos revestimentos epoxídicos das armaduras na prevenção à corrosão é que as suas camadas são dielétricas e impedem os iões de as atravessarem [28]. No entanto, perante defeitos, falhas ou interrupções nos revestimentos, os iões cloreto poderão penetrar e promover o ataque localizado, o que fundamenta a elevada dependência da eficácia desta técnica na integridade dos revestimentos [21] [54].



Figura 5.25 – Exemplificação da pulverização de resinas em pó sobre os varões de aço a elevadas temperaturas [28]

De um modo geral, relativamente às diferentes etapas de construção, a utilização de armaduras revestidas com resinas epoxídicas não implica quaisquer alterações no projeto estrutural ou nas operações de manutenção [21] [54]. De acordo com *Luca Bertolini [et. al]*, *Manuela Salta [et. al]* e *Thomas Telford*, por forma a constituir um obstáculo à iniciação do fenómeno da corrosão, o revestimento deverá possuir certas características:

- deve ser de fácil aplicação e economicamente viável [54];
- capaz de revestir as armaduras uniformemente [21] [54];
- resistente aos ambientes alcalinos [54];
- possuir boa aderência ao aço com o intuito de reduzir a possibilidade de ocorrência da corrosão intersticial e resistir às operações de transporte e manuseamento para/no local de construção [50] [54];
  - eficaz perante elevados gradientes térmicos (congelamento ou temperaturas elevadas durante o período de hidratação do betão) [50];
  - flexível para permitir a dobragem dos varões sem danificar o revestimento [21];
  - permitir a transferência dos esforços do betão para as armaduras [21];
  - mecanicamente estável para resistir às cargas típicas a que os varões estão sujeitos [54];
  - resistente à difusão do vapor de água, dos iões agressivos e gases para o tempo de vida útil pretendido [50].

Para garantir uma adequada medida de prevenção à corrosão das armaduras, para além da necessidade de assegurar uma boa aderência à superfície do aço, a aderência entre a armadura revestida e o betão constitui um fator determinante na utilização de revestimentos epoxídicos [21]. Perante a sua correta aplicação e numa tentativa de manter as forças de ligação e flexibilidade idênticas às dos varões não revestidos, não deverão ser excedidos os 300  $\mu\text{m}$  de espessura nem os 200 °C, para garantir a estabilidade do revestimento [21] [50] [54] [56].

Além da necessidade de obtenção de um revestimento não poroso e sem fissuras, a quantificação da espessura do revestimento é um fator relevante [54]. O desempenho da proteção fornecida pelo revestimento melhora à medida que a sua espessura aumenta, embora haja um limite instituído, já que elevadas espessuras poderão ser desfavoráveis, em função da necessidade de atingir adequadas forças de ligação entre o aço e o betão [21] [54]. Desta forma, as espessuras dos revestimentos estão normalmente compreendidas entre os 130 e os 300  $\mu\text{m}$ , embora as práticas desenvolvidas demonstrem que o equilíbrio entre a flexibilidade e a ação anticorrosiva dos revestimentos é atingido aos 200  $\mu\text{m}$  [21] [54].

Em conformidade com *Manuela Salta [et. al]*, tendo em consideração a possibilidade de existência de um certo grau de deslizamento na interface aço-betão, através de experiências efetuadas, concluiu-se que para espessuras inferiores a 250  $\mu\text{m}$ , as forças de ligação entre o aço e o betão não são comprometidas [50] [56]. Por outro lado, para espessuras superiores, poderá dar-se uma redução de aderência de 60%, um valor bastante elevado comparativamente às reduções vulgares e admissíveis de 20% [50] [54] [56]. Relativamente às propriedades do aço, é de importância salientar que não subsistem referências documentadas que comprovem a sua modificação, perante a aplicação de revestimentos epoxídicos [54].

Apesar de os revestimentos epoxídicos não serem totalmente impermeáveis ao oxigénio, água e iões agressivos, garantem a proteção contra a corrosão em betões sujeitos à ação dos cloretos, facto que lhes confere na sua reputação, uma proteção superior à galvanização na presença de ambientes extremamente agressivos (elevados teores de cloretos) [21] [54].

Fundamentalmente, a proteção eficaz deste tipo de revestimento e o desempenho das suas qualidades isolantes dependem da extensão da sua integridade, pelo que a sua grande limitação advém da possibilidade de existência de danos na película, suscetíveis de expor os varões aos elementos agressivos e promover fortes ataques localizados [21] [54]. Com o intuito de impedir tais consequências, o processo de fabrico e as práticas locais deverão ser conduzidos por forma a obterem-se varões revestidos sem imperfeições, particularmente nas operações de manuseamento, corte e dobragem dos varões, armazenamento (Figura 5.26) e soldadura, para os quais, a preparação das superfícies e uma limpeza adequada são essenciais [21] [28] [50].



Figura 5.26 – Danos num varão revestido com resinas epoxídicas [58]

As operações de betonagem deverão ser igualmente executadas com precaução, já que são suscetíveis de condicionar o aparecimento de danos nos revestimentos epoxídicos, o que sugere que sejam utilizados vibradores constituídos por elementos de plástico (Figura 5.27) ou borracha nas suas extremidades [57] [59].



Figura 5.27 – Exemplificação do recurso a um vibrador plástico para a operação de compactação do betão, por forma a não danificar os revestimentos epoxídicos das armaduras [57]

Segundo *Luca Bertolini [et. al]*, em casos particulares, por questões económicas, os revestimentos epoxídicos são utilizados apenas nas áreas críticas das estruturas. Esta aplicação seletiva pressupõe que possa surgir, na proximidade das suas imperfeições (fissuras do revestimento) e perante a contaminação de  $Cl^-$  no betão, macrocélulas de corrosão entre as armaduras revestidas com resinas epoxídicas e as não revestidas. Deste modo, é estabelecida uma relação bastante desfavorável entre áreas, nas quais a armadura não revestida irá atuar como um cátodo de área muito superior às áreas anódicas correspondentes aos defeitos do revestimento, que associadas a uma baixa resistividade do betão são suscetíveis de proporcionar elevadas taxas de corrosão [21]. De maneira a minimizar a possibilidade de ocorrência deste fenómeno, é necessário assegurar que as armaduras revestidas com resinas epoxídicas sejam isoladas eletricamente das armaduras não revestidas [21]. *Manuela Salta [et. al]* acrescenta que os revestimentos epoxídicos tem a capacidade de reduzir a probabilidade de ocorrência e propagação da corrosão em elementos estruturais fissurados, desde que os revestimentos não se encontrem danificados [50].

*John Broomfield* afirma que todos os revestimentos deverão ser manuseados com precaução. A prática de um mau manuseamento associada à exposição dos varões à radiação ultravioleta, ambientes salinos ou danos mecânicos detém uma ação determinante no desenvolvimento de falhas no revestimento [28]. De acordo com *Thomas Telford e Isabel Fontinha [et. al]*, a operação de corte das armaduras revestidas com resinas epoxídicas poderá conduzir à descamação da zona imediatamente próxima ao corte, a qual é necessário reparar com uma resina epoxídica especial, em que a superfície deverá ser limpa de óleos, gorduras ou sujidade, previamente à sua aplicação (Figura 5.28) [50]. É de importância referir que as zonas reparadas têm sempre uma resistência à corrosão inferior ao revestimento original [50].



Figura 5.28 – Exemplificação da correção de uma falha ou dano num varão revestido com resinas epoxídicas (zona de corte, fissuração ou desgaste por abrasão), para o qual é utilizado um produto a dois componentes, previamente aprovado pelo fabricante [57]

A melhor opção para a dobragem dos revestimentos envolve temperaturas da ordem dos 12 a 15 °C, já que para temperaturas inferiores, os revestimentos tornam-se frágeis [54]. A soldadura das armaduras revestidas pode gerar fumos/gases nocivos provenientes da resina, o que justifica a implementação de medidas de segurança, aliadas à necessidade de concretização destas operações em áreas ventiladas [54]. Com o intuito de não se deixarem cair ou arrastar varões (devem ser levantados e transportados para a zona mais próxima da colocação do betão para preservar a sua integridade, minimizando o manuseamento – Figura 5.29 (a)), no ato de carregamento e transporte, deverão ser usados sistemas elevatórios, numerosos pontos de fixação e cintas de *nylon* ou arame revestido – Figura 5.29 (b) [50] [54] [57].



(a)



(b)

Figura 5.29 – Exemplificação da forma como devem ser transportados os varões pelos operários, na qual é estritamente proibido o seu arrasto (a) [57]; Exemplificação correta de uma operação de carregamento e transporte com recurso a um sistema elevatório, na qual é possível observar a utilização de cintas de *nylon* e alguns pontos de fixação, para impedir a inclinação e possível queda ou danificação dos revestimentos [57]

*Luca Bertolini [et. al]* afirma que perante uma falha ou defeito no revestimento em betões contaminados por  $Cl^-$ , estes tendem a penetrar no revestimento e ampliar a área afetada, enquanto em betões carbonatados, o ataque tende a permanecer na região da imperfeição [21]. De um modo geral, não se encontram documentados quaisquer inconvenientes da aplicação de revestimentos epoxídicos em betões carbonatados, o que poderá sustentar-se no facto de esta técnica não ter sido maioritariamente selecionada para tais situações [54].

Os primeiros casos de utilização de revestimentos epoxídicos das armaduras correspondem a tabuleiros de pontes, expostos a elevadas temperaturas, teores de humidade, concentrações elevadas de  $Cl^-$  e saís de degelo, o que se traduz numa maioria de testes referentes a tais circunstâncias. De um modo geral, os especialistas Norte Americanos confirmam que a aplicação de revestimentos epoxídicos nestes ambientes de elevada agressividade reduzem, de facto, os efeitos intrínsecos ao fenómeno da corrosão. No entanto, alguns fatores foram registados como negativos, provenientes de inspeções realizadas em determinados casos menos satisfatórios (4 pontes erguidas na década de 70 – 80 na Flórida apresentaram sinais de deterioração em menos de 10 anos) [54]:

- as inspeções dos varões revestidos revelaram falhas humanas na conceção (processo de fabrico, manuseamento, corte e dobragem), que conduziram a graves problemas de fissuração e destacamento (má aderência) [54];
  - na generalidade dos casos, o recobrimento das armaduras não obedece aos valores estipulados pela normalização. Os revestimentos epoxídicos das armaduras não foram concebidos para contrabalançar os efeitos de uma insuficiente espessura do recobrimento (ou má qualidade do betão), constituindo apenas uma medida complementar, perante a maior agressividade de determinados ambientes [54];
  - apesar dos períodos de cura dos revestimentos epoxídicos terem sido realizados satisfatoriamente, colocam-se algumas incertezas acerca da preparação das superfícies e da aplicação adequada dos próprios revestimentos [54].

Existem algumas desvantagens aquando a aplicação de revestimentos epoxídicos às armaduras. Em função das suas características de isolante elétrico, associadas à ausência de conectividade elétrica entre as armaduras revestidas, numa eventual ineficácia da proteção conferida pelo revestimento, a aplicação de técnicas eletroquímicas com o intuito de uma reabilitação tardia, tais como a proteção catódica, realcalinização ou dessalinização, não é concretizável [21] [28]. Inclusivamente, a inspeção de estruturas fica condicionada pela dificuldade em efetuar medições de potencial. Na presença de danos ou falhas nos revestimentos, apenas pequenas áreas do aço ficam expostas, difíceis de ser quantificadas, tornando-se complicado estabelecer uma taxa de corrente a ser imposta por unidade de área. Este problema não é significativo para elementos pré-fabricados – *welded reinforcement cages*, já que o revestimento é aplicado por forma a garantir a continuidade elétrica das armaduras [21] [28]. Este método alternativo de aplicação dos revestimentos epoxídicos às armaduras foi utilizado no *Great Belt Link* na Dinamarca, o qual possui um registo de sucesso [50]. Neste projeto, as gaiolas (*cages*) foram produzidas mediante a soldadura dos varões entre si. Em oposição à produção em fábrica de revestimentos epoxídicos, após a execução das malhas, estas foram imersas num leito fluidizado de resinas em pó, o que permitiu a sua inserção direta no betão, com uma diminuição considerável do risco de danificação do revestimento (Figura 5.30) [28] [50] [141].

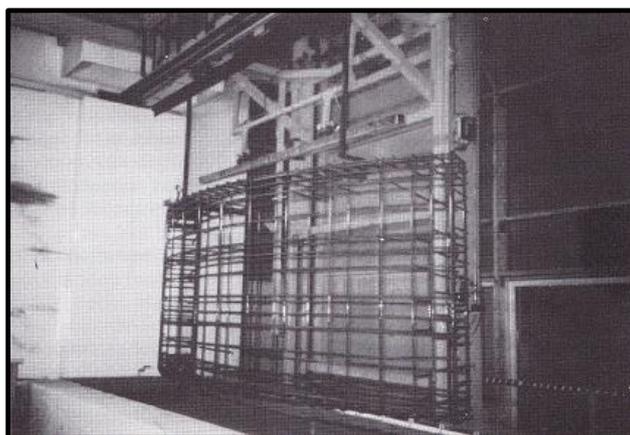


Figura 5.30 – Exemplificação da emersão de uma malha pré-soldada de um tanque de imersão com resinas epoxídicas em pó, utilizada no *Great Belt Link* na Dinamarca [28]

Apesar do preço dos varões revestidos com resinas epoxídicas ser aproximadamente o dobro dos varões não revestidos, uma importante vantagem dos revestimentos epoxídicos é que constituem, na generalidade, uma técnica de baixo custo na prevenção à corrosão [21] [28]. *John Broomfield* afirma que caso os varões sejam introduzidos de forma adequada no betão, haverá pouca necessidade de manutenção comparativamente a outros métodos de prevenção, tais como a impregnação hidrofóbica e os revestimentos de superfície [28].

Um estudo laboratorial efetuado no Reino Unido pelo *Building Research Establishment* (BRE) concluiu que os revestimentos epoxídicos oferecem significativa e efetiva proteção em ambientes contaminados por  $Cl^-$  e numa concentração de 3,2% da massa de cimento: *Os revestimentos epoxídicos das armaduras oferecem maior durabilidade comparativamente às armaduras galvanizadas ou aços-carbono não revestidos. No entanto, alguns danos provocados no revestimento nas áreas de corte e dobragem podem reduzir a durabilidade do material* [54]. Em contrapartida, através de um estudo efetuado onde foram comparados aços galvanizados e aços galvanizados com revestimentos epoxídicos com o intuito de realizar uma avaliação da sua aderência ao betão, concluiu-se que os varões de aço galvanizado possuem maiores forças de ligação ao betão que os aços galvanizados com revestimentos epoxídicos, os quais foram novamente alvo de crítica, em função da suscetibilidade de sofrerem danos na sua camada, principalmente nos atos de manuseamento e transporte [59].

Na Tabela 5.5 é estabelecida uma comparação entre as armaduras galvanizadas e os revestimentos epoxídicos das armaduras, já que ambos se baseiam na atribuição de uma proteção adicional ao aço, com a finalidade de prevenir a corrosão das armaduras.

Tabela 5.5 – Quadro síntese comparativo de algumas propriedades e características importantes para a seleção do método apropriado de prevenção entre as armaduras galvanizadas e os revestimentos epoxídicos das armaduras (ambos são revestimentos barreira do aço) (adaptado de [50])

	<b>Galvanização</b>	<b>Resinas epoxídicas</b>
<b>Influência no aço</b>	▪ Nenhuma.	▪ Nenhuma.
<b>Temperaturas extremas</b>	▪ Suporta os 200 a 300 °C sem danos.	▪ Tolerância os 200 °C, mas acima dos 100 °C podem ocorrer problemas de aderência entre o betão e o aço.
<b>Ligação ao betão</b>	▪ Desenvolvimento mais tardio nos tempos iniciais, mas no final é igual à do aço não revestido.	▪ Redução em média de 15% em relação ao aço não revestido; ▪ Podem originar perdas de aderência a cargas inferiores.
<b>No betão carbonatado</b>	▪ Benéfico.	▪ Não há referências de grandes problemas na sua aplicação.
<b>No betão contaminado por cloretos</b>	▪ <i>Cloretos adicionados ao betão:</i> redução do tempo de serviço devido à formação de picadas; ▪ <i>Cloretos do exterior:</i> teores acima de 1% a 1,5% do cimento podem ser prejudiciais se o betão tiver períodos cíclicos de humedecimento.	▪ Resistem bem aos cloretos (se não estiverem excessivamente danificados); há alguns registos de experiências muito negativas.
<b>No betão fissurado</b>	▪ Velocidades de corrosão aceleradas em fissuras de larguras > 0,3 mm (dependendo da espessura do recobrimento).	▪ Redução do perigo de corrosão (se não estiver danificado).

Os revestimentos epoxídicos têm sido preconizados como um método de aumento da durabilidade nas estruturas de betão armado em variados ambientes agressivos, durante um período de vida útil superior a 40 anos. Perante estas condições, a utilização de aços inoxidáveis é a única técnica capaz de constituir uma medida complementar de prevenção à corrosão com eficácia idêntica [57].

Aquando a discussão das vantagens na utilização de armaduras revestidas, não revestidas ou uma conjugação de ambas, uma inspeção elaborada pelo *Washington State Transport Centre* (TRAC) permitiu concluir que *a taxa de corrosão em tabuleiros de pontes contaminados por cloretos pode ser reduzida 46 vezes caso os revestimentos epoxídicos sejam aplicados na totalidade e em 12 vezes se os revestimentos epoxídicos forem utilizados de forma seletiva, ou seja, exclusivamente nas áreas vulneráveis* [54].

Esta constitui mais uma afirmação corroborante da evidente eficácia deste método suplementar de prevenção da corrosão das armaduras.

## 5.9 Aços inoxidáveis

Nos últimos anos, com o desenvolvimento do interesse na temática da durabilidade, as armaduras de aço inoxidável tem sido bastante divulgadas entre os diferentes métodos preventivos da corrosão em estruturas de betão armado, devido à sua possibilidade de proporcionarem um período de vida útil superior a 100 anos, com uma grande minimização a nível de intervenções económicas de manutenção e de reparação estruturais [30] [44] [50] [52].

Aço inoxidável é a designação atribuída a um importante aglomerado de ligas, constituídas essencialmente por ferro, carbono e cromo, com uma quantidade máxima de 1,2% *p/p* de carbono e mínima de 10,5% *p/p* de cromo [45] [46] [49].

Outros elementos químicos podem ser incluídos na sua constituição, que contribuem para a diferenciação do extenso conjunto de aços inoxidáveis existente, tais como o molibdénio, azoto (confere boa proteção contra a corrosão por picadas), manganês, nióbio, níquel (ação protetora em meios ácidos e contribui para a melhoria das propriedades mecânicas) e proporcionam um aumento de resistência, apesar de ser o cromo, devido às suas características de passivação, que garante a elevada resistência à corrosão [21] [45] [46] [48] [49].

Em função da sua microestrutura, processo de formação à temperatura ambiente e constituição química, subsistem três grandes grupos de aços inoxidáveis: os aços inoxidáveis martensíticos, ferríticos e austeníticos [48] [49] [51]. Outro tipo deriva da conjugação de dois dos grupos referidos anteriormente, os austenítico-ferríticos – *duplex*, que oferecem uma excelente resistência à corrosão e a necessidade de um maior impacto para atingir a rutura comparativamente às ligas ferríticas [49] [52].

Em estruturas de betão armado, os aços inoxidáveis austeníticos e *duplex* são frequentemente os mais utilizados, apesar de alguns aços inoxidáveis ferríticos com 12% de cromo terem sido igualmente eleitos [21] [51]. A sua particular disseminação deve-se à boa combinação que exibem entre resistência mecânica, elevada tensão de rutura, ductilidade, resistência à fadiga, resistência à corrosão e soldabilidade [44] [45] [46] [48] [49].

O elevado valor económico dos aços inoxidáveis austeníticos, normalmente 5 a 7 vezes superior ao dos aços correntes (o custo em média da aplicação de um aço inoxidável é 5 €/kg, enquanto que o do aço corrente é de 0,9 €/kg), aliado à atual investigação ainda prematura sobre as suas propriedades no betão, tem restringido a sua aplicação apenas a situações particulares, tais como na presença de pequenos recobrimentos do betão (elementos delgados) ou perante ambientes de elevada agressividade (ambientes marítimos) [21] [30] [50].

A sua aplicação, quer seja destinada às zonas de exposição crítica (áreas mais expostas à ação de cloretos, insuficientes espessuras do betão de recobrimento e áreas de difícil vibração do betão, devido por exemplo ao congestionamento das armaduras), quer às de difícil acessibilidade a possíveis operações de manutenção ou à totalidade das armaduras, tem um impacto considerável no custo estrutural. Apesar da recente diminuição do seu custo de material e de ainda algumas reduções espectáveis associadas a novos progressos a nível de fabrico, as armaduras de aço inoxidável continuam a ser mais onerosas que as dos aços normais (comparativamente aos aços correntes, o aço austenítico 304 tem um preço de 6 a 8 vezes superior, enquanto o aço 316 e o 318 *duplex* custam 9 a 10 vezes mais) [21] [52].

Tendo em consideração que a maioria das decisões na fase de projeto de uma estrutura é tomada em função de uma análise dos custos iniciais de construção, as ligas de aços inoxidáveis (*Fe-Cr-Ni*) não têm constituído uma opção por parte dos projetistas, facto que se poderá inverter quando a análise de custos for realizada na ótica da durabilidade [30] [44] [52].

Na presença de oxigénio e perante uma concentração superior entre 10,5 a 12%, forma-se uma camada de óxido de crómio ( $Cr_2O_3$ ) à superfície do aço [46] [50]. Esta fina película, estável, aderente, de baixa porosidade e elevada resistividade tem a capacidade de se restaurar a si própria (repassivação), perante o rompimento mecânico ou outro tipo de dano localizado, através da interação entre os elementos da liga, o que permite aos aços inoxidáveis exibirem uma boa resistência à corrosão por picadas, numa grande diversidade de ambientes agressivos. [45] [46] [49] [51]. Na Tabela 5.6 são apresentados os vários elementos constituintes dos 3 tipos de aços inoxidáveis mais utilizados para reforço das armaduras em detrimento dos aços normais.

Tabela 5.6 – Composição química (% em massa) dos aços inoxidáveis 304L, 316L e 318 *duplex* (adaptado de [21])

Tipos de aço	$C_{max}$	$Cr$	$Ni$	$Mo$	$Si_{max}$	$Mn_{max}$	$S_{max}$	$P_{max}$	$N$
1,4301 (304L)	0,03	17–19,5	8-10,5	–	1	2	0,003	0,045	< 0,11
1,4436 (316L)	0,03	16,5–18,5	10,5–13	2,5–3,5	1	2	0,015	0,0045	< 0,11
1,4462 (318 <i>duplex</i> )	0,03	21–23	4,5–6,5	2,5–3,5	1	2	0,0015	0,0045	0,1–0,2

Apesar de todos os tipos de aços inoxidáveis manterem as suas características de passividade em betões carbonatados (Figura 5.31), o uso deste tipo de varões é geralmente associado a ambientes contaminados por cloretos e naturalmente ao *pitting* [21].

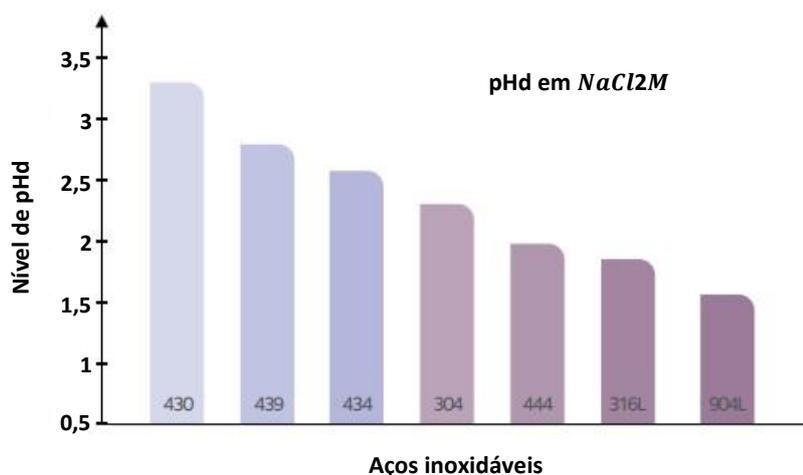


Figura 5.31 – Gráfico representativo do pH de despassivação de vários aços inoxidáveis em solução de NaCl2M (adaptado de [53])

O ataque localizado das armaduras depende da composição microestrutural do aço, do estado da superfície dos varões e das propriedades do betão. No entanto, devido à elevada estabilidade da camada passiva do aço inoxidável em relação ao aço-carbono, a sua resistência ao ataque localizado é superior [21]. De um modo geral, o desencadeamento da corrosão nos aços inoxidáveis não provoca fissuração e delaminação do betão consideráveis, já que as tensões internas expansivas são reduzidas, associadas a um menor volume de produtos de corrosão que os aços não ligados [30] [44].

Para estruturas sujeitas ao fenómeno da carbonatação, a não ser que seja pretendido um período de vida útil extremamente elevado, a prevenção da corrosão pode ser atingida através de uma boa qualidade (razão água-cimento, colocação, compactação, cura, etc.) e recobrimento do betão e como medida suplementar o recurso a métodos de prevenção menos onerosos, como os revestimentos galvanizados ou epoxídicos das armaduras [21].

Em oposição aos dois métodos complementares de prevenção mencionados, a integridade dos aços inoxidáveis não é afetada na eventualidade da superfície se danificar durante o seu manuseamento.

Segundo *Manuela Salta [et. al]*, a tolerância à concentração crítica para a iniciação da corrosão por cloretos nos aços inoxidáveis é 5 a 10 vezes superior à do aço não ligado, mesmo em estruturas expostas a ambientes marinhos ou saís de degelo [21] [50]. Obviamente, este valor é meramente indicativo, pelo que existe uma multiplicidade de fatores suscetíveis de o condicionar. Na Tabela 5.7 é possível observar uma diferente proporção na resistência à corrosão devido à ação dos cloretos nos aços inoxidáveis, comparativamente aos aços normais.

Tabela 5.7 – Exemplificação comparativa da proporção do teor crítico de cloretos entre dois tipos de aços inoxidáveis (1,4301 e 1,4401) e um aço não ligado [52]

Classe do aço	% Cloretos (peso de cimento)	% Cloretos (peso do betão)	Proporção
Sem liga	0,5	0,007	1
1,4301	5	0,7	10
1,4401	> 8	> 1	< 16

A Figura 5.32, a qual combina a variabilidade da concentração crítica de cloretos (% da massa de cimento) em função da variação do pH para os tipos de aços inoxidáveis mais utilizados, constitui outro fator justificativo da veracidade da afirmação referenciada anteriormente [21].

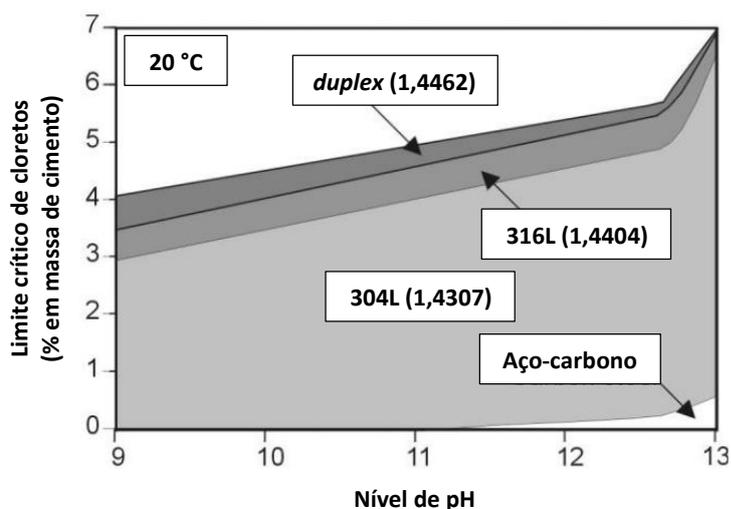


Figura 5.32 – Representação esquemática dos campos de aplicação de diferentes tipos de aços inoxidáveis e do aço-carbono, em ambientes contaminados por cloretos (adaptado de [21])

É de importância salientar que este estudo foi realizado em ambientes contaminados por cloretos a uma temperatura de 20 °C, onde os valores apresentados são inconstantes, já que existem outros fatores que podem influenciar o aumento ou decréscimo do teor crítico de cloretos (óxidos de soldadura produzidos a elevadas temperaturas, polarização anódica resultante de correntes vagabundas, propriedades do betão, insuficiente espessura ou fissuração do recobrimento, polarização catódica decorrente da ausência de oxigénio) [21].

No que diz respeito à análise da Figura 5.32, é possível diferenciar duas áreas distintas: a área direita simboliza um betão alcalino (pH aproximadamente igual a 13), enquanto a remanescente área representa um betão despassivado, sujeito portanto ao fenómeno da carbonatação. Para além desta subdivisão, é possível reparar que para qualquer um dos tipos de aços inoxidáveis presentes, o teor crítico de cloretos é bastante superior ao do aço corrente, o qual vai decrescendo à medida que o fenómeno da carbonatação se intensifica (decréscimo do pH) [21].

A soldabilidade dos aços inoxidáveis, a qual carece de adequada monitorização, está dependente da sua composição química, pelo que pode ser melhorada pela diminuição do teor de carbono e pelo aumento do teor de níquel. Na zona afetada pelo aquecimento adjacente à soldadura, poderá ocorrer uma perda de resistência mecânica e a resistência à corrosão poderá ser reduzida devido à escama de oxidação formada à superfície do aço [21].

Em conformidade com *Pietro Pedeferra*, na utilização seletiva de aços inoxidáveis numa estrutura, não subsiste nenhuma objeção à sua combinação com outros tipos de aço não ligado (não originam fenómenos de corrosão galvânica) [50] [52] [238]. Alguns estudos experimentais expõem claramente no que se refere à sua compatibilidade, que a utilização de aços inoxidáveis em conjunto com os aços-carbono não aumenta o risco de corrosão do aço-carbono [21] [50] [238]. Após a sua interligação e introdução no betão, ambos permanecem no seu estado passivo e a formação de macrocélulas de corrosão não tem consequências expressivas, já que os dois tipos de aço beneficiam de potenciais muito idênticos [21] [23] [50]. No entanto, os aços inoxidáveis que possuem óxidos resultantes da soldadura ou escamas escuras produzidas a elevadas temperaturas – *black scale*, tornam-se num melhor cátodo e proporcionam o aumento da corrosão galvânica dos varões. Como consequência da alteração do seu comportamento catódico, a presença destes tipos de escama promove um aumento da densidade de corrente entre macrocélulas de corrosão, suscetível de atingir uma intensidade superior à gerada por associação com os aços não ligados. Este problema pode ser impedido através da remoção da escama, para o qual o processo de decapagem é o que ostenta melhores resultados [21].

O custo adicional da utilização de armaduras de aço inoxidável pode ser drasticamente reduzido através do seu uso seletivo em áreas estruturais mais expostas a ambientes com  $Cl^-$ , como por exemplo nas juntas de pontes onde foram usados sais de degelo, nas zonas de rebentação das estruturas marinhas e ainda em edifícios de elevado valor patrimonial [21] [52].

## 5.10 Síntese dos métodos preventivos da corrosão das armaduras

A Figura 5.33 resume, de forma esquemática, o mecanismo de atuação dos métodos preventivos da corrosão das armaduras.

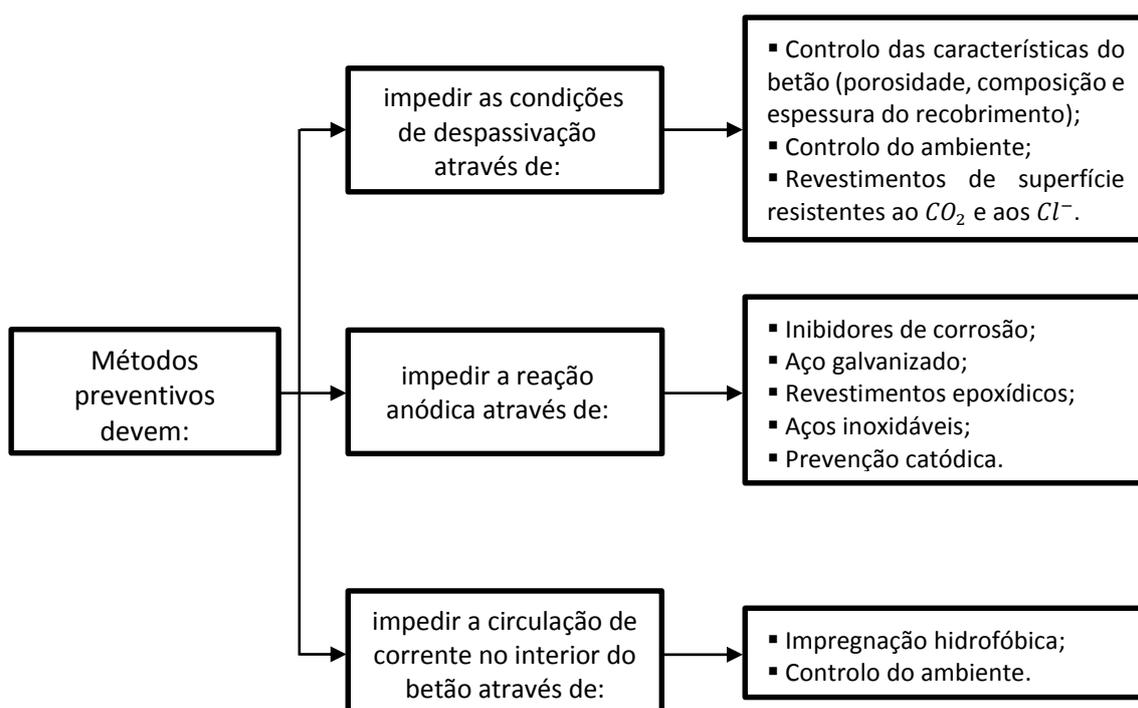


Figura 5.33 – Mecanismo dos métodos preventivos da corrosão das armaduras (adaptado de [238])

As Tabelas 5.8 e 5.9 sintetizam as vantagens, inconvenientes e a capacidade de resistência à carbonatação e ao ataque de cloretos de várias técnicas suplementares de prevenção aplicáveis ao betão e ao aço respetivamente, mediante a necessidade da sua utilização na consecução de durabilidade nas estruturas de betão armado.

### 5.11 Combinação de sistemas de prevenção da corrosão das armaduras

De facto, não subsiste nenhum método complementar de prevenção da corrosão das armaduras em estruturas de betão armado perfeito, fidedigno e/ou apropriado para a multiplicidade de tipos e condições de aplicação, já que cada sistema de proteção anticorrosivo possui um desempenho distinto, vantagens e inconvenientes, bem como diferentes custos associados.

Tendo em consideração os diferentes mecanismos de atuação dos métodos de proteção, o facto de uns serem mais adequados que outros para uma determinada conjuntura, aliados aos diferentes tipos, formas e origem de ataque dos agentes agressivos, bem como à diversidade de condições ambientais e inclusivamente a possibilidade de subsistir mais do que uma classe de exposição ambiental representativa dos presumíveis mecanismos de deterioração, a combinação de sistemas de proteção – *combined protection systems*, constitui uma medida bastante benéfica no prolongamento dos períodos de vida útil de projeto estruturais, particularmente em ambientes de elevada agressividade.

Com efeito, perante a eventualidade de um método de proteção não possuir a aptidão para proteger uma estrutura de um determinado processo de deterioração, quer seja resultante da ação do  $CO_2$  ou dos  $Cl^-$ , é presumível inferir que o(s) remanescente(s) método(s) de proteção implementado(s) possuirá a capacidade de conter o ataque até ao nível das armaduras preservando as suas condições de passivação e simultaneamente possibilitar a identificação da causa/origem do mecanismo de degradação, com uma ação/intervenção antecipada de manutenção, reparação e/ou reabilitação, aliada a uma otimização dos custos inerentes ao ciclo de vida estrutural.

Nos subcapítulos 6.6.2 e 6.6.3 são efetuadas advertências e/ou recomendações relativamente às medidas suplementares de maior eficácia na consecução de um  $t_L$  de 100 anos aquando a análise dos resultados obtidos relativos ao fenómeno da carbonatação e à ação dos cloretos respetivamente, embora não seja evidenciada a possibilidade dos sistemas de prevenção complementares da corrosão das armaduras serem aplicados em simultâneo, devido ao facto desta temática não ter sido estudada aprofundadamente na presente dissertação.

Tabela 5.8 – Síntese das vantagens, inconvenientes e efeitos na resistência à carbonatação e ao ataque de cloretos dos métodos preventivos complementares da corrosão das armaduras aplicáveis ao betão

## Métodos de prevenção complementares da corrosão das armaduras aplicáveis ao betão

	<b>Impregnação</b>	<b>Impregnação hidrofóbica</b>	<b>Revestimentos de superfície</b>	<b>Inibidores de corrosão</b>
<b>Resistência aos cloretos</b>	Previne o ingresso de água e soluções aquosas portantes de cloretos no sistema de poros capilares do betão	Previne o ingresso de água e soluções aquosas portantes de cloretos no sistema de poros capilares do betão, em superfícies isentas de gradientes hidráulicos	Elevada eficácia quando o ingresso de cloretos na matriz cimentícia se processa por absorção capilar, difusão e permeação (os quais abrangem ciclos de molhagem e secagem)	Não detêm quaisquer efeitos na minimização do ingresso de cloretos, embora potenciem o aumento do limite crítico de cloretos e o prolongamento do período de iniciação da corrosão
<b>Resistência à carbonatação</b>	Reduz a velocidade de carbonatação, apesar de possuir um menor desempenho na difusibilidade do $CO_2$ comparativamente aos revestimentos de superfície	Não produz quaisquer efeitos na difusibilidade do $CO_2$ e na redução da velocidade de carbonatação	Investigações laboratoriais e práticas locais demonstram que a restrição à acessibilidade do $CO_2$ impede a evolução da frente de carbonatação até ao nível das armaduras	Não subsistem registos válidos da sua eficácia na resistência à corrosão das armaduras devido ao fenómeno da carbonatação
<b>Vantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Minimização da porosidade do betão de recobrimento, através do preenchimento e/ou bloqueio físico parcial ou total do sistema de poros capilares</li> <li>▪ Formação de uma película fina e descontínua (normalmente de 10-100 <math>\mu m</math>)</li> <li>▪ Limita a difusibilidade do <math>O_2</math> e humidade</li> <li>▪ Produtos facilmente absorvíveis pelo betão</li> <li>▪ Resistência ao desgaste e à abrasão</li> <li>▪ Aumento da resistência superficial</li> <li>▪ Fornece proteção ao betão sob gradientes de pressão</li> <li>▪ Baixo custo e facilidade de aplicação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Modifica quimicamente as paredes capilares do betão produzindo uma superfície repelente à água e aos cloretos</li> <li>▪ Obstáculo à penetração de líquidos através da minimização da sucção/absorção capilar</li> <li>▪ Condiciona a taxa de corrosão ao admitir a evaporação de humidade do betão</li> <li>▪ Reduz as tensões superficiais do betão</li> <li>▪ Proteção da estrutura com a preservação da sua funcionalidade estética</li> <li>▪ Aumento da proteção do betão associado ao efeito de um primário, previamente à aplicação de um revestimento de superfície</li> <li>▪ Baixo custo e facilidade de aplicação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Minimização dos efeitos inerentes à agressividade ambiental através da sua funcionalidade de barreira física, ao restringir o ingresso de gases e agentes agressivos (<math>CO_2</math>, <math>O_2</math>, <math>Cl^-</math> e humidade) na matriz cimentícia, suscetíveis de provocar a deterioração das armaduras</li> <li>▪ Formação de uma película protetora, contínua, aderente e de espessura variável (normalmente 0,5-5 <math>mm</math>)</li> <li>▪ Contribuição estrutural a nível estético</li> <li>▪ Aplicação de 2 ou mais camadas (demãos) para eliminar a porosidade do revestimento</li> <li>▪ Baixo custo e facilidade de aplicação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bloqueiam as reações anódica e/ou catódica</li> <li>▪ Não requerem mão de obra qualificada, manutenção ou equipamento especial</li> <li>▪ Introduzem alterações químicas à superfície do aço e auxiliam a criação da camada passiva</li> <li>▪ Aumento do limite crítico de cloretos</li> <li>▪ Efeitos benéficos em estruturas marítimas (particularmente na zona de salpicos)</li> <li>▪ Prolongam o período de iniciação da corrosão e a durabilidade do betão armado</li> <li>▪ Reduzem significativamente a taxa de corrosão uma vez desencadeado o fenómeno</li> <li>▪ Consumo mediano ao longo do tempo</li> <li>▪ Custo médio e facilidade de aplicação</li> </ul>

**Desvantagens**

- Restringe a evaporação da humidade do betão de recobrimento e não possui um comportamento hidrorrepelente
- Presença de defeitos e falhas no betão condiciona a aplicação dos produtos
- Penetração dos produtos é condicionada pelas condições de humidade do betão
- Propriedades impermeáveis dos selantes podem originar forças de pressão nas zonas adjacentes à aplicação dos produtos com possíveis perdas de aderência
- Período de vida útil de  $\approx 10$  a 15 anos
- Requer manutenção periódica
- Recomendável aguardar 2 ou 3 meses previamente à aplicação dos produtos

- Não impede a difusibilidade do  $CO_2$
- Necessidade de garantia da profundidade de penetração dos produtos no betão
- Aplicável exclusivamente a superfícies isentas de pressão hidráulica (classe XS3)
- Difícil monitorização da aplicação uniforme e correta dos produtos (incolores)
- Aplicação em quantidades superiores à máxima dosagem admissível causa prejuízos
- Requisitos de preparação das superfícies do betão para a aplicação dos produtos
- Período de vida útil de  $\approx 10$  a 15 anos
- Requer manutenção periódica
- Degradação devido à radiação ultravioleta
- Ataque alcalino das moléculas hidrofóbicas

- Exposição a processos de degradação ambientais, incluindo radiações ultravioletas
- Efeitos benéficos dependem das condições de aplicação e da qualidade da mão de obra
- Condições climáticas desfavoráveis condicionam a sua aplicação
- Requisitos de preparação das superfícies do betão para a aplicação dos produtos
- Acumulação de humidade no betão pode originar perdas de aderência
- Danos no revestimento limitam a proteção
- Período de vida útil de  $\approx 10$  a 15 anos
- Requer manutenção periódica
- Recomendável aguardar 2 ou 3 meses previamente à aplicação dos produtos

- Informação limitada acerca do seu desempenho estrutural a longo prazo
- Detêm uma concentração crítica crucial para o desempenho das suas funções
- Dificuldades na determinação da quantidade a ser adicionada para impedir a corrosão
- Limitação na sua aplicação por serem produtos tóxicos para o meio ambiente
- Concentrações inadequadas podem acelerar a corrosão e provocar ataques localizados
- A sua ação e eficácia depende de uma variedade de fatores, pelo que a seleção do inibidor adequado é um processo complexo
- Requerem inspeções periódicas para averiguar a longevidade dos seus efeitos

Tabela 5.9 – Síntese das vantagens, inconvenientes e efeitos na resistência à carbonatação e ao ataque de cloretos dos métodos preventivos complementares da corrosão das armaduras aplicáveis ao aço

## Métodos de prevenção complementares da corrosão das armaduras aplicáveis ao aço

	Revestimentos epoxídicos das armaduras	Aços galvanizados	Prevenção catódica por corrente Imposta	Proteção catódica por ânodos de sacrifício	Aços inoxidáveis
<b>Resistência aos cloretos</b>	Boa resistência à corrosão induzida por cloretos perante a integridade do revestimento (sem falhas, danos ou defeitos)	Previne a corrosão induzida por cloretos até teores de $\approx 1$ a 1,5% (da massa de cimento) e para níveis de pH < 13,3	Previne a corrosão induzida por cloretos para qualquer teor (em % da massa de cimento), preserva a alcalinidade do betão nas áreas adjacentes às armaduras e a estabilidade da película passiva de óxidos	Mecanismo de atuação idêntico ao sistema de prevenção catódica por corrente imposta, embora possua um período de vida útil limitado, em função do consumo gradual dos ânodos de sacrifício	Elevada eficácia na prevenção da corrosão induzida por cloretos, onde se justifiquem elevados custos iniciais
<b>Resistência à carbonatação</b>	Boa resistência à corrosão induzida por carbonatação e elevada durabilidade em ambientes neutros	Boa resistência à corrosão induzida por carbonatação com baixas taxas de corrosão (vida útil > 40 a 60 anos)			Elevada eficácia e exclusivamente suscetíveis ao fenómeno da carbonatação em ambientes bastante ácidos
<b>Vantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Funcionalidade de barreira física/isolamento ao <math>H_2O</math>, <math>O_2</math>, <math>CO_2</math> e <math>Cl^-</math></li> <li>▪ Camadas dielétricas impedem os iões de transporem o revestimento</li> <li>▪ Eliminam as regiões catódicas</li> <li>▪ Elevada durabilidade ao betão</li> <li>▪ Resistência química em meio alcalino, à abrasão e ao impacto</li> <li>▪ Úteis perante correntes parasitas devido ao seu isolamento elétrico</li> <li>▪ Defeitos podem ser reparados com líquidos epoxídicos até uma % da área total do revestimento</li> <li>▪ Aplicáveis em pré-fabricados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Barreira física entre os agentes agressivos e as armaduras</li> <li>▪ Zinco corrói preferencialmente perante falhas no revestimento</li> <li>▪ Gama de passivação do zinco mais abrangente que a do aço: pH 6-12,5</li> <li>▪ Forças de aderência ao betão superiores às do aço não revestido</li> <li>▪ Rapidez do processo de fabrico</li> <li>▪ Produtos de corrosão menos expansivos e de maior solubilidade</li> <li>▪ Prolongam a fissuração do betão</li> <li>▪ Baixa taxa de corrosão do zinco</li> <li>▪ Baixo custo e fácil aplicabilidade</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Transforma as áreas anódicas da superfície metálica em catódicas</li> <li>▪ Baixas densidades de corrente</li> <li>▪ Abrange todo o tipo de estruturas</li> <li>▪ Aplicável a betões de quaisquer resistividades elétricas</li> <li>▪ Substituição periódica dos ânodos inertes dispensável</li> <li>▪ Técnica economicamente viável</li> <li>▪ Destituição total dos cloretos</li> <li>▪ Previne o início da corrosão</li> <li>▪ Alteração do potencial em função das necessidades funcionais</li> <li>▪ Elevada durabilidade ao betão</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Operações de manutenção e monitorização diminutas</li> <li>▪ Sistema pouco dispendioso</li> <li>▪ Facilidade de aplicação</li> <li>▪ Não recorre a uma fonte externa de alimentação, nem necessita de equipamento especial</li> <li>▪ Sem risco de superproteção</li> <li>▪ Eficaz na presença de elevados teores de humidade ou perante ciclos de molhagem/secagem</li> <li>▪ Ânodo dissipa-se gradualmente em detrimento das armaduras</li> <li>▪ Não provoca correntes parasitas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Excelente resistência à corrosão em estruturas expostas a uma elevada agressividade ambiental</li> <li>▪ Estabilidade da película passiva em ambientes alcalinos, neutros e ligeiramente ácidos</li> <li>▪ Utilização seletiva em zonas de exposição crítica, com diminuição do custo total de uma estrutura</li> <li>▪ Sem risco de corrosão galvânica na associação com o aço-carbono</li> <li>▪ Capacidade auto regenerativa da camada de passivação</li> <li>▪ Redução do recobrimento</li> </ul>

<b>Desvantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Registo de experiências negativas</li> <li>▪ Perda de aderência de <math>\approx 15\%</math> em relação ao aço não revestido</li> <li>▪ Dependência da sua eficácia na integridade do revestimento</li> <li>▪ Requerem precauções nas ações de manuseamento e transporte</li> <li>▪ Inspeção individual dos varões para a identificação de danos</li> <li>▪ Operações de betonagem podem degradar os revestimentos</li> <li>▪ Impossibilidade de aplicação tardia de métodos eletroquímicos</li> <li>▪ Preço dos varões <math>\approx</math> o dobro</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Camada protetora de <math>Zn</math> corrói até um determinado limite</li> <li>▪ Aumento significativo da taxa de corrosão para teores de <math>Cl^- &gt; 1,5\%</math></li> <li>▪ Taxa de corrosão do <math>Zn</math> aumenta em ambientes muito alcalinos</li> <li>▪ Dissolução do <math>Zn</math> no betão fresco em água capilar altamente alcalina</li> <li>▪ Formação de células de corrosão perante danos no revestimento em associação com armaduras não revestidas, pelo que requerem isolamento elétrico das mesmas</li> <li>▪ Vida útil de 15 anos (ação dos <math>Cl^-</math>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Mão de obra especializada para instalação e monitorização</li> <li>▪ Requer inspeção e manutenção até ao fim do período de vida útil</li> <li>▪ Isolamento elétrico dos varões</li> <li>▪ Mais dispendioso que o sistema de ânodos de sacrifício</li> <li>▪ Risco de superproteção</li> <li>▪ Possibilidade de transição da corrente por circuitos alternativos</li> <li>▪ Maior densidade de corrente para proteção de um betão carbonatado</li> <li>▪ Operações de betonagem podem danificar os cabos elétricos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requer substituição periódica dos ânodos de sacrifício (<math>\approx 10</math> anos)</li> <li>▪ Aplicável a betões de baixa e constante resistividade elétrica</li> <li>▪ Limitação na quantidade de corrente fornecida à estrutura</li> <li>▪ Consumo não uniforme do ânodo</li> <li>▪ Diferença de potencial fixa</li> <li>▪ Necessidade de um maior número de ânodos para prolongar a vida útil</li> <li>▪ Instalação do sistema num local de fácil acessibilidade</li> <li>▪ Não é aplicável em estruturas onde subsistam correntes parasitas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Elevado custo de aplicação constitui uma barreira ao seu uso</li> <li>▪ Fenómeno da carbonatação reduz o limite crítico de cloretos</li> <li>▪ Risco de corrosão galvânica na presença de escamas e óxidos à superfície dos aços inoxidáveis</li> <li>▪ Redução do potencial de <i>pitting</i> proveniente das camadas superficiais de óxidos produzidos durante a soldadura</li> <li>▪ Suscetíveis aos tipos de corrosão uniforme, por picadas – <i>pitting</i>, intergranular e sob tensão</li> </ul>
---------------------	--	--	---	--	--



## 6 Caso de estudo

### 6.1 Âmbito

Na Figura 6.1 são sintetizados o âmbito e os objetivos do presente caso de estudo.

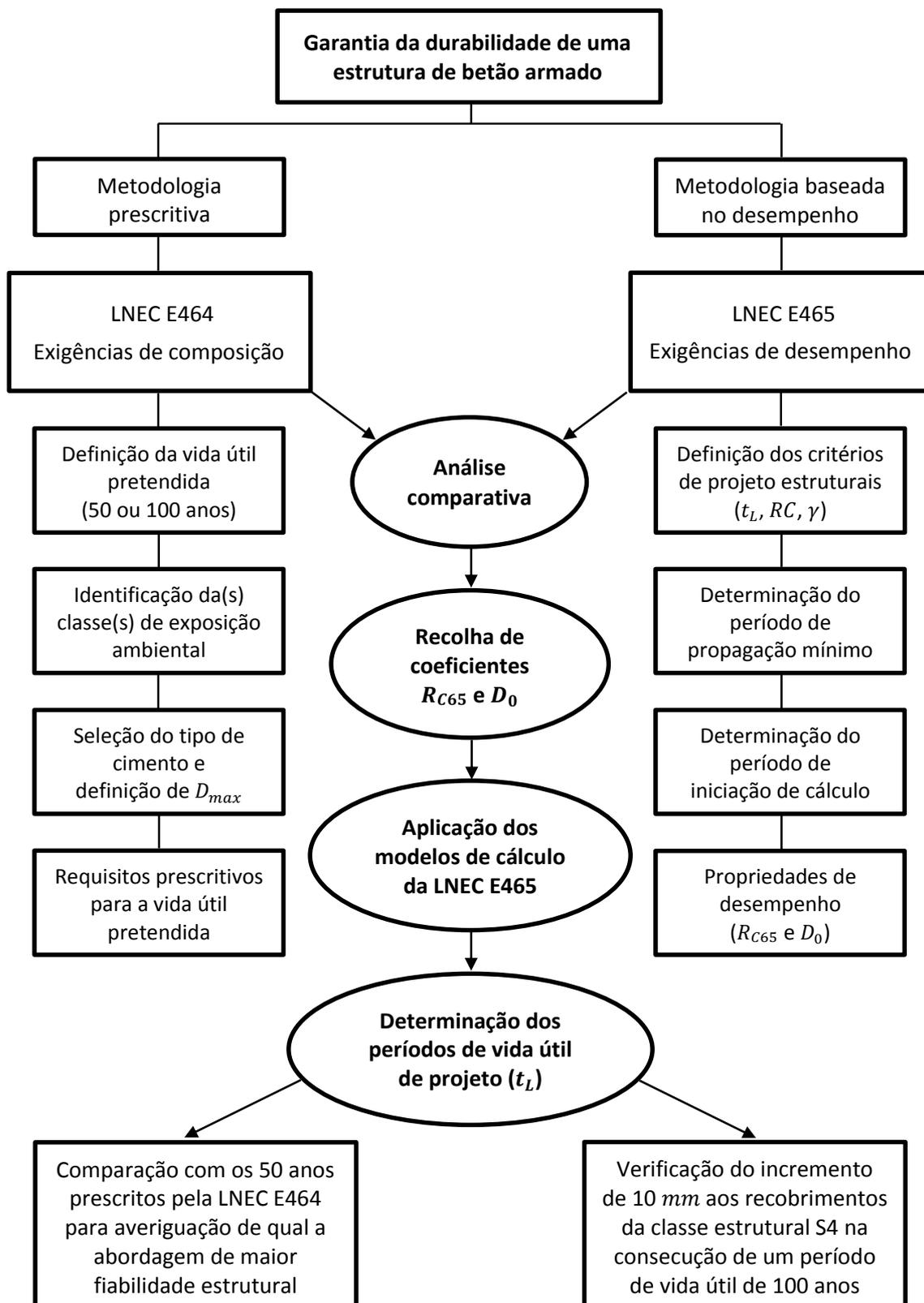


Figura 6.1 – Sistematização do âmbito e objetivo do caso de estudo

O presente caso de estudo têm como objetivo definir quais os princípios e critérios que possibilitam a conceção de uma estrutura de betão armado com uma vida útil de 50 e 100 anos. Em primeiro lugar será realizada uma abordagem dos conteúdos e da metodologia de cálculo da especificação LNEC E465. Seguidamente será efetuada uma coletânea de coeficientes  $R_{C65}$  e  $D_0$  provenientes de ensaios laboratoriais e compatíveis com os requisitos prescritivos, por forma a avaliar os períodos de vida útil de projeto segundo a LNEC E465. Com os resultados obtidos e para as classes de maior agressividade ambiental (XC3, XC4, XS1 e XS3) será estabelecida uma análise comparativa entre as vias prescritiva e de desempenho, com a finalidade de determinar qual das duas proporciona uma maior fiabilidade no alcance de uma vida útil de 50 anos, bem como a averiguação da viabilidade de um incremento de 10 mm aos recobrimentos mínimos da classe estrutural S4 para a consecução de um tempo de serviço de 100 anos, aquando a aplicação da metodologia baseada no desempenho (LNEC E465).

## 6.2 Enquadramento

A NP EN 206-1:2007 – *Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, é a única norma europeia direcionada para a produção do betão, na qual são estabelecidos requisitos técnicos para o especificador, produtor e utilizador. Tal como a sua designação indica, nesta norma são abordadas as exigências relativas à conceção, produção e controlo de qualidade do betão fresco e endurecido, na qual se incluem os materiais, propriedades e limites da sua composição, a metodologia de especificação e controlo de entrega do betão fresco, bem como os procedimentos de supervisão da produção e regras de avaliação da conformidade [87].

Na NP EN 1990:2009 – *Bases para o projeto de estruturas*, são definidos os princípios e exigências de segurança, utilização e durabilidade (que reunidos constituem o conceito de fiabilidade), os quais providenciam instruções a serem implementadas na conceção, manutenção e supervisão de um projeto, abrangendo uma multiplicidade de obras de engenharia civil. Esta norma é utilizada em parceria com os restantes Eurocódigos e baseia-se fundamentalmente nas regras de dimensionamento, na quantificação do conjunto de cargas aplicadas (ações diretas) ou deformações impostas (ações indiretas) para a verificação de estados, que limitam a não correspondência de conformidade com as condições de desempenho (resistência ao fogo e aos sismos) e critérios de fiabilidade estrutural definidos no projeto [88].

A especificação LNEC E465 – *Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS*, coloca em prática os conceitos e requisitos prescritos pela NP EN 206-1:2007 e pela NP EN 1990:2009 relativos à durabilidade, através do estabelecimento de uma metodologia de cálculo, que possibilita a definição e caracterização das propriedades de desempenho do betão, em função da agressividade ambiental e do modelo exemplar do mecanismo da corrosão das armaduras numa estrutura de betão armado – modelo de *Tuutti*, o qual é subdividido nos períodos de iniciação e propagação (Figura 3.1) [92] [271].

Com o recurso a índices de fiabilidade e fatores de segurança representativos dos estados limites de utilização (componente estética e funcional da estrutura, associados à comodidade dos utilizadores), a finalidade desta metodologia probabilística é garantir que os elementos estruturais e/ou a estrutura são compatíveis com as exigências especificadas no projeto para o período de vida útil e utilização pretendidos, admitindo as fases de controlo e manutenção sem custos de reabilitação e/ou reparação adicionais. Com efeito, a LNEC E465 apresenta valores padrão reveladores do desempenho estrutural, os quais correspondem a exemplos elucidativos das ações do dióxido de carbono e dos iões cloreto no betão, em contrapartida com a via de prescrever limites para a composição do betão (máxima razão água-cimento, mínima dosagem de cimento e mínima classe de resistência) no combate aos agentes agressivos (definidos na NP EN 206-1:2007 e na LNEC E464) [92].

É de salientar que, para a quantificação das propriedades de desempenho, as quais abrangem a resistência ao ingresso de agentes agressivos (período de iniciação) e a evolução da corrosão propriamente dita (período de propagação), é imprescindível que o projetista e/ou dono de obra tenha definido previamente aquando a elaboração das especificações, o período de vida útil do projeto em função da categoria da estrutura (na qual está implícita a utilização pretendida) e a respetiva classe de exposição ambiental a que esta seja hipoteticamente submetida.

Os valores indicativos do período de vida útil de projeto deverão ser escolhidos de forma compatível com a NP EN 1990:2009 – Tabela 4.7. No que diz respeito às classes de exposição ambiental, estas deverão ser selecionadas em conformidade com as classes estabelecidas na LNEC E464, as quais são exibidas na Tabela 4.8 [87] [88] [92].

### 6.3 Conteúdos da LNEC E465

A LNEC E465 relaciona primeiramente os conceitos envolvidos na NP EN 206-1:2007 e na NP EN 1990:2009 como base para os modelos de cálculo, atribuindo especial relevância à metodologia probabilística da durabilidade e às classes e respetivos índices de fiabilidade correspondentes ao anexo B da NP EN 1990:2009 [92].

Seguidamente, exhibe a modelação da humidade para as condições de exposição XC e XS, salientando a ineficácia da organização das classes de exposição ambiental estabelecidas na NP EN 206-1:2007, a qual considera exclusivamente a humidade do betão de recobrimento como fator de categorização. Deste modo, ao estabelecer uma equivalência entre a humidade do betão de recobrimento com as condições de humidade no meio exterior (ambientes vizinhos), não tem em consideração determinados fatores, tais como a temperatura, a radiação solar, a chuva e o vento, que influenciam significativamente o desencadeamento da corrosão [92].

Sucessivamente, apresenta os modelos de cálculo para a estimativa dos períodos de iniciação e de propagação da corrosão, através dos quais determina as propriedades de desempenho do betão que possibilitam assegurar determinados períodos de vida útil de uma estrutura (através da correspondência dos valores de recobrimento com as classes estruturais), sujeita às classes de exposição ambiental XC e XS (anexo A da LNEC E465) [92].

É de relevância salientar a inclusão de critérios de conformidade nesta especificação, os quais se focam na garantia de uma igualdade e/ou superioridade aos valores obtidos pelos modelos relativos às propriedades de desempenho e de determinados requisitos referentes à metodologia de ensaio para a corroboração destes valores [92].

No anexo B da LNEC E465 são providenciados conhecimentos acerca da metodologia probabilística da durabilidade, a qual possibilitou o estabelecimento de fatores de segurança da vida útil ( $\gamma$ ) para os estados limites de utilização e índices mínimos de fiabilidade ( $\beta$ ) (correspondentes a classes de fiabilidade), que expressam a probabilidade destes (estados limites de utilização) não serem superados (ocorrência de um período de vida útil inferior ao pretendido), em função da progressão lenta do fenómeno da corrosão.

No anexo C é efetuada a diferenciação da classe de exposição XC4 em duas regiões climáticas (região seca e região húmida), através da respetiva atribuição de diferentes tempos de molhagem ( $TdM$ ), em função da precipitação, das condições de agressividade na exposição à chuva e ao vento e da relação entre a precipitação e a evapotranspiração [92].

No que diz respeito ao anexo D, são fornecidas instruções acerca da metodologia de cálculo da função erro ( $erf$ ), como auxiliar na quantificação do coeficiente de difusão potencial de cloretos, para a modelação do período de iniciação da corrosão devido ao ataque destes agentes agressivos. Para finalizar, no anexo E é exibido o cálculo da redução da secção das armaduras devido ao fenómeno da corrosão, parâmetro essencial e constituinte do modelo de estimativa do período de propagação [92].

## 6.4 Modelos de cálculo e metodologia do projeto de durabilidade

Com o intuito de modelar a deterioração proveniente da despassivação das armaduras e simultaneamente estabelecer requisitos de orientação para as características do betão através da atribuição de valores indicadores de desempenho, os principais fatores quantificados nos modelos de cálculo focam-se nos mecanismos de transporte dos agentes agressivos na solução porosa do betão.

Em relação ao fenómeno da carbonatação e à respetiva diferenciação dos níveis de agressividade implícitos nas classes de exposição ambiental, os parâmetros abordados são a resistência à carbonatação e o coeficiente de permeabilidade ao ar, ambos relacionados com o ingresso do dióxido de carbono atmosférico no betão de recobrimento e correspondentes ao período de iniciação da corrosão.

Partindo do mesmo princípio e relativamente ao ataque de cloretos, o parâmetro utilizado para quantificar o seu ingresso e subsequente movimentação no sistema de poros do betão é o coeficiente de difusão potencial. É de relevância evidenciar que não é instituída qualquer dissemelhança na análise deste coeficiente nas classes de exposição ambiental que englobam os cloretos provenientes (XS) e não provenientes (XD) da água do mar.

Os cálculos são exclusivamente efetuados para as condições de exposição mais regulares e habituais (inseridas na classe XS), o que pressupõe que, na eventualidade de subsistir uma classe de exposição distinta (classe XD – normalmente presente em pontes na região nórdica de Portugal), as suas variantes deverão ser associadas às classes de exposição XS [92].

No que diz respeito ao período de propagação da corrosão, o modelo matemático incluído na LNEC E465 estabelece uma correlação entre a intensidade da corrente de corrosão eletroquímica (taxa de corrosão) e o tempo necessário para que a ação do dióxido de carbono e dos cloretos provoquem o início da fendilhação do betão de recobrimento, por corrosão das armaduras (estado limite de utilização).

A rutura ou colapso estrutural, isto é, a obtenção do nível máximo de degradação admissível implícito no estado último, não é quantificado nesta metodologia de cálculo, já que a corrosão das armaduras não é caracterizada como um processo repentino e inesperado que impossibilite uma intervenção reabilitativa [92].

O projeto de durabilidade de uma estrutura de betão armado foca-se na proteção conferida pela barreira física do betão de recobrimento. No entanto, após uma reflexão sob o ciclo de vida estrutural, poderão ser selecionados alguns dos métodos suplementares de prevenção da corrosão das armaduras abordados no capítulo 5 [92].

De acordo com a LNEC E465 e individualizando o caso em que as propriedades do betão e do aço são exclusivamente responsáveis pela corrosão das armaduras, aliada à influência das condições ambientais (sem o recurso à aplicação de métodos complementares de prevenção), o projeto de durabilidade de uma estrutura de betão armado tem como objetivo assegurar o período de vida útil estrutural, em função do estado limite de utilização (não incluindo aspetos relacionados com a perda de utilidade e/ou desempenho devido ao desenvolvimento tecnológico, económico e social – obsolescência) [92].

Com efeito, é utilizada uma abordagem probabilística, na qual é quantificada a máxima probabilidade de ser atingido este estado limite [92].

Deste modo, nesta metodologia probabilística é imposta a condição de que a resistência da estrutura face às ações ambientais,  $R_s(t_g)$ , calculada utilizando modelos de desempenho, seja superior à ação ambiental,  $S(t_g)$ , durante o período de vida útil pretendido  $t_g$ , à qual estão associados níveis de fiabilidade que, em função do conceito de índice de fiabilidade ( $\beta$ ), traduzem a probabilidade máxima aceitável desta condição não ser verdadeira – Equação 6.1 [92]:

$$P \{(R_s - S < 0)\} t_g < P_{\text{máxima aceitável}} \quad \text{Equação 6.1}$$

Da mesma forma, estabelecendo uma alternativa e simultaneamente uma correlação com a Equação 6.1, é imposta a condição de que a vida útil,  $t_L$ , avaliada através do modelo de desempenho, seja superior à vida útil pretendida,  $t_g$ . Segundo o mesmo raciocínio, a quantificação dos índices de fiabilidade ( $\beta$ ) que transmitem a probabilidade máxima aceitável desta condição não ser verificada e concomitantemente a garantia da não excedência do estado limite de utilização é expressa através da Equação 6.2 [92]:

$$P \{(t_L - t_g < 0)\} < P_{\text{máxima aceitável}} \quad \text{Equação 6.2}$$

A metodologia para a modelação das propriedades de desempenho inseridas nos períodos de iniciação e propagação da corrosão adotada pela LNEC E465 baseia-se na Equação 6.2. É de relevância salientar que, aquando a utilização desta formulação probabilística, é necessário ter em consideração o facto da função  $t_L$  possuir uma distribuição *lognormal* [92]. No entanto, de forma semelhante ao sistema de cálculo estrutural no qual são utilizados coeficientes parciais para contabilizar desvios desfavoráveis, pormenores não quantificados ou incertezas de modelação, é possível simplificar esta metodologia probabilística através do recurso ao conceito de fator de segurança da vida útil ( $\gamma$ ), o qual possibilita adquirir de modo determinístico o valor da vida útil de cálculo  $t_d$ , através da Equação 6.3 [92].

$$t_L - \gamma t_g > 0 \Leftrightarrow t_L - t_d > 0 \quad \text{Equação 6.3}$$

De acordo com a conetividade estabelecida entre os índices de fiabilidade ( $\beta$ ), os níveis de supervisão do projeto (*DSL*), os níveis de inspeção (*IL*), as classes de execução (classes de execução 1, 2 e 3 definidas na NP EN 13670:2011), as classes de consequência (*CC*) e as classes de fiabilidade (*RC*) (ambos abordados no capítulo 4), a LNEC E465 determina através do método probabilístico evidenciado anteriormente, os mínimos índices de fiabilidade e os fatores de segurança da vida útil para as respetivas classes de fiabilidade definidas nos anexos B e C da NP EN 1990:2009, os quais são expostos na Tabela 6.1 [88] [90] [92].

Tabela 6.1 – Mínimos índices de fiabilidade e fatores de segurança da vida útil (adaptado de [92])

<b>Classes de fiabilidade</b>	<b>RC3</b>	<b>RC2</b>	<b>RC1</b>
Índice de fiabilidade $\beta$	2,0	1,5	1,2
Probabilidade máxima aceitável	$2,3 \times 10^{-2}$	$6,7 \times 10^{-2}$	$12 \times 10^{-2}$
Fator $\gamma$ para o estado limite de utilização	2,8	2,3	2,0

### 6.4.1 Aplicação dos modelos de cálculo do período de iniciação

Como foi referido anteriormente, os modelos matemáticos apresentados pela LNEC E465, cujo propósito é o de determinar as propriedades de desempenho do betão relativamente ao período de iniciação (e posteriormente de forma equivalente para o período de propagação, na qual está incluída a abordagem da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica – taxa de corrosão), envolvem a quantificação do ingresso, subsequente movimento e capacidade de atingir o nível das armaduras por parte do dióxido de carbono e/ou dos cloretos, através do sistema de poros do betão.

#### 6.4.1.1 Modelo de cálculo para o período de iniciação devido ao fenómeno da carbonatação

O mecanismo de transporte do dióxido de carbono atmosférico do meio exterior para o interior da solução porosa é a difusão, o que significa que este processo é estimulado por gradientes de concentração e dependente da presença de uma rede capilar contínua no betão. Deste modo, à medida que se vai processando a dissolução do hidróxido de cálcio  $Ca(OH)_2$ , como resultado da sua elevada reatividade com o  $CO_2$ , forma-se o carbonato de cálcio  $CaCO_3$ , que aliado ao decréscimo do pH (resultante do consumo dos produtos alcalinos da matriz cimentícia) promove a despassivação, quando este processo atinge o nível das armaduras.

Apesar de a LNEC E465 exibir dois modelos para quantificar o período de iniciação devido a este fenómeno, na aplicação prática desta especificação, através do qual se desenvolve o âmbito deste capítulo, será abordado exclusivamente o modelo relativo à quantificação da resistência à carbonatação ( $R_{C65}$ ), não recorrendo, deste modo, ao modelo de determinação do coeficiente de permeabilidade ao ar do betão de recobrimento em equilíbrio com uma  $HR$  de 60% ( $k_{60}$ ).

É de salientar que, para a determinação e análise dos períodos de vida útil e conseqüente comparação com a via prescritiva estabelecida na LNEC E464 para os limites da composição do betão (os quais garantem um período de vida útil de 50 e/ou 100 anos em função do incremento de 10 *mm* à espessura do betão de recobrimento para cada classe de exposição ambiental), foram exclusivamente contabilizadas as classes XC3 e XC4, devido à sua ação condicionante. Com efeito, as referidas classes de exposição incluem as condições de maior agressividade do meio ambiente, suscetíveis de minimizar o período de vida útil de uma estrutura de betão armado.

Exemplificando este raciocínio para a classe XC1 e particularizando os ambientes secos (baixa humidade relativa), apesar de estes proporcionarem uma significativa redução do tempo necessário para a despassivação das armaduras (período de iniciação da corrosão), devido à suscetibilidade de ocorrência de elevadas taxas de carbonatação (fácil acessibilidade de  $CO_2$ ) comparativamente às classes XC3 (ambientes moderadamente húmidos) e XC4 (ambientes ciclicamente húmidos e secos), o respetivo período de propagação da corrosão é extremamente lento, devido à ausência de água/humidade, que constitui um dos cruciais parâmetros intervenientes nas reações eletroquímicas da corrosão. Perante a presença de ambientes permanentemente húmidos (classe XC1), o raciocínio é semelhante, porém, as taxas de carbonatação e corrosão serão bastante baixas, devido à difícil acessibilidade do  $CO_2$  e  $O_2$  respetivamente (fator determinante para o desencadeamento da corrosão), o que sugere períodos de vida útil extremamente elevados.

Deste modo, os valores dos parâmetros dependentes das classes de exposição ( $k_1$  e  $n$ ) inseridos no modelo de cálculo que é analisado seguidamente, são apresentados exclusivamente para as classes XC3 e XC4. Como simplificação para a determinação dos períodos de iniciação devido ao fenómeno da carbonatação, foi adotado para o fator que contabiliza a influência da cura no betão ( $k_2$ ), o valor correspondente a um período de cura normalizado.

Como foi referido previamente, a metodologia de cálculo do período de iniciação devido ao fenómeno da carbonatação, a qual envolve a grandeza da resistência à carbonatação ( $R_{C65}$ ), desenvolve-se no âmbito da difusão do  $CO_2$  para o interior do betão. Por forma a realizar tal estudo, recorreu-se à *1ª Lei de Fick* (1º termo da Equação 6.4), a qual pressupõe a consideração de um regime estacionário para a penetração do  $CO_2$ , o que significa que a sua difusibilidade no sistema de poros do betão se mantém inalterável (constante) ao longo do tempo  $t$  (anos), criando as condições necessárias para a estimativa da profundidade de carbonatação  $X$  (m). Com efeito, a LNEC E465 adotou o valor de  $0,7 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$  para a concentração do  $CO_2$  atmosférico, evidenciando a possibilidade de este ser majorado perante a presença de ambientes poluídos.

É de importância salientar a inclusão de alguns fatores neste modelo de cálculo, que revelam a suscetibilidade de condicionar o fluxo de  $CO_2$  para o interior do betão, tais como a influência da diversidade de condições ambientais (como por exemplo ciclos alternados de molhagem/secagem) além da humidade relativa de 65% implícita no coeficiente de difusão do  $CO_2$  e a dependência do período de cura (dimensão e conectividade da solução porosa) e das condições de ensaio, os quais são quantificados no segundo termo  $K$  da Equação 6.4.

$$X = \sqrt{\frac{2 \times D \times \Delta c}{a} * t * K} = \sqrt{\frac{2 \times D \times \Delta c}{a} * t * \left[ \sqrt{k_0 * k_1 * k_2} \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \right]} \quad \text{Equação 6.4}$$

- em que:

$D$  – coeficiente de difusão do  $CO_2$  através do betão carbonatado, em equilíbrio com um ambiente de 65% de humidade relativa e 20 °C de temperatura ( $m^2/ano$ );

$\Delta c$  – diferença de concentração entre o dióxido de carbono no exterior,  $c$ , e na frente de carbonatação,  $c_1$ . Considerando o  $CO_2$  totalmente consumido na frente de carbonatação,  $c_1 = 0$  e  $\Delta c = c = 0,7 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$ ;

$a$  – quantidade de  $CO_2$  que provoca a carbonatação dos componentes alcalinos do betão contidos numa unidade de volume do mesmo, dependendo do tipo e dosagem de cimento utilizados ( $kg/m^3$ );

$k_0$  – fator de valor 3, quando as condições de ensaio são as da LNEC E391;

$k_1$  – fator que permite considerar a influência da  $HR$ , através dos valores da Tabela 6.2;

$k_2$  – fator que permite considerar a influência da cura, tendo o valor 1 numa cura normalizada e 0,25 quando a cofragem é de permeabilidade controlada e o período de cura é de 3 dias;

$t_0$  – período de referência (= 1 ano);

$n$  – fator que permite considerar a influência dos ciclos de molhagem/secagem ao longo do tempo, através dos valores da Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Valores dos parâmetros  $k_1$  e  $n$  (adaptado de [92])

	<b>XC3</b>	<b>XC4</b>
$k_1$	0,77	0,41
$n$	0,02	0,085

Tendo em consideração que a resistência à carbonatação ( $R_{C65}$ ), na qual está implícita a difusibilidade do  $CO_2$  no betão, tal como a dosagem e tipo de cimento, pode ser expressa através da Equação 6.5:

$$R_{C65} = \frac{a}{D} \quad \text{Equação 6.5}$$

A Equação 6.4 relativa à quantificação da profundidade da frente de carbonatação  $X$  (m) pode ser reescrita da seguinte forma – Equação 6.6:

$$X = \sqrt{\frac{1,4 \times 10^{-3}}{R_{C65}} * t * \left[ \sqrt{k0 * k1 * k2} \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \right]} \quad \text{Equação 6.6}$$

- em que:

$R_{C65}$  – resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ ) segundo a metodologia de ensaio da LNEC E391.

Com o intuito de quantificar este parâmetro (o qual é proveniente de um ensaio laboratorial) recorre-se a uma via acelerada do fenómeno da carbonatação, mediante a adoção de uma concentração superior de  $CO_2$  comparativamente à sua concentração atmosférica, como por exemplo,  $c_{acel} = 90 \times 10^{-3} kg/m^3$ . A Equação 6.7 possibilita a determinação de  $R_{C65}$  através deste processo acelerado da carbonatação.

$$R_{C65} = \frac{2 \times c_{acel} \times t_1}{X_1^2} \quad \text{Equação 6.7}$$

- em que:

$c_{acel}$  – concentração de dióxido de carbono relativa ao ensaio acelerado da carbonatação;

$X_1$  – valor mensurável da profundidade de carbonatação no provete de ensaio;

$t_1$  – tempo do ensaio laboratorial.

A expressão relativa à quantificação da propriedade de desempenho interveniente neste modelo de cálculo ( $R_{C65}$ ), a qual deverá alvo de especificação no projeto de durabilidade de uma estrutura em função da seleção da(s) classe(s) de exposição ambiental, impõe como limite o valor do recobrimento do betão  $R$  (mm), para a profundidade máxima da frente de carbonatação, durante um determinado período de iniciação  $t_i$  (Equação 6.8).

$$R_{C65} = \frac{1,4 \times 10^3 \times t_i}{R^2} \times k0 \times k1 \times k2 \times \left( \frac{t_0}{t_i} \right)^{2n} \quad \text{Equação 6.8}$$

Segundo o âmbito deste estudo, o qual envolve a aplicação prática do modelo de cálculo apresentado anteriormente, é viável a quantificação do período de iniciação  $t_i$  para um determinado valor da resistência à carbonatação do betão ( $R_{C65}$ ), através da Equação 6.9.

$$t_i = \left( \frac{R_{C65} \times R^2}{1,4 \times 10^{-3} \times k0 \times k1 \times k2 \times t_0^{2n}} \right)^{\frac{1}{1-2n}} \quad \text{Equação 6.9}$$

#### 6.4.1.2 Modelo de cálculo para o período de iniciação devido à ação dos cloretos

Proveniente do ataque localizado dos iões cloreto, o período de iniciação da corrosão é caracterizado pela rutura da camada de passivação das armaduras, processo que se desencadeia quando o teor de cloretos livres na interface aço-betão supera o limite crítico de cloretos (influenciado por uma variedade de parâmetros, tais como o tipo do cimento, a razão  $a/c$ , etc.).

Segundo o mesmo raciocínio adotado para a seleção das classes de exposição de maior agressividade abordado no modelo de cálculo do período de iniciação, devido ao fenómeno da carbonatação, e com o intuito de determinar os períodos de vida útil de projeto para estabelecer uma análise comparativa com os requisitos relativos aos valores limite dos constituintes do betão expostos na LNEC E464 (os quais garantem um período de vida útil de 50 e/ou 100 anos, em função do aumento de 10 mm à espessura recobrimento do betão para cada classe de exposição ambiental), foram exclusivamente contabilizadas as classes XS1 e XS3 (às quais são associadas as classes XD1 e XD3 aquando a abordagem do modelo de cálculo exposto na LNEC E465), devido à sua ação determinante na redução do período de vida útil de uma estrutura.

Deste modo, a classe XS2, na qual se inserem os ambientes de submersão permanente, não foi alvo de análise neste estudo, devido ao facto do período de propagação da corrosão nestas condições de exposição ser extremamente elevado, associado à difícil acessibilidade do oxigénio, que constitui um fator decisivo na prossecução das reações eletroquímicas da corrosão. Este aspeto é evidenciado na LNEC E465 aquando o estabelecimento dos períodos mínimos de propagação da corrosão devido à ação dos cloretos, na qual é adotado um valor excessivamente reduzido para a intensidade da corrente de corrosão eletroquímica ( $I_{corr} = 0,01 \mu A/cm^2$ ), que exprime uma baixa velocidade de deterioração das armaduras.

De forma idêntica à metodologia utilizada para o cálculo dos períodos de iniciação devido ao fenómeno da carbonatação, os valores dos parâmetros dependentes das classes de exposição ( $C_R$ ,  $C_b$ ,  $k_{vert}$ ,  $k_{D,RH}$  e  $n$ ) inseridos no modelo de cálculo que é exibido seguidamente, são apresentados exclusivamente para as classes XS1 e XS3. Relativamente à quantificação das variáveis  $C_R$  e  $C_s$ , não foi admitida a presença de cloretos no betão aquando o seu processo de fabrico. Tendo em consideração a variação da *temperatura média anual em Portugal de 13 °C no interior norte montanhoso, até 18 °C no sul na bacia do Guadiana*, aliado ao valor proposto pela LNEC E465 de  $16 \pm 2$  °C para a temperatura da água do mar em Portugal, foram selecionados para os parâmetros  $k_{temp}$  e  $k_{D,T}$ , os valores correspondentes a uma temperatura de 15 °C [180]. Com o intuito de simplificar a quantificação dos períodos de iniciação, foi adotado para o parâmetro que contabiliza a influência da cura no betão  $k_{D,c}$ , o valor equivalente a um método de cura normalizado e para o parâmetro auxiliar de cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão  $k_{hor}$ , o valor correspondente a uma distância nula à linha da costa.

Como foi abordado no subcapítulo 3.8.2, a capacidade de penetração dos iões cloreto do meio exterior para o sistema de poros abertos no interior do betão advém da conjugação de vários mecanismos de transporte. No que diz respeito ao ingresso da água contaminada por cloretos na solução porosa da camada superficial do betão, o mecanismo de transporte iónico processa-se por permeação (gradientes de pressão ou gradientes hidráulicos) e por sucção capilar devido ao gradiente de pressão produzido entre as superfícies de água no exterior e no interior da rede capilar contínua do betão. De outra forma, os iões cloreto podem penetrar por difusão devido a gradientes de concentração (circunstância análoga ao ingresso da humidade) ou por electromigração, segundo a ação de um campo elétrico externo. Apesar destes mecanismos de transporte, os quais se processam sob leis de velocidade distintas serem suscetíveis de ocorrência de forma individual ou em simultâneo (em função da exposição ambiental), na generalidade, os modelos de cálculo para o período de iniciação da corrosão devido à ação dos cloretos desenvolvem-se segundo a estimativa dos coeficientes de difusão.

O modelo matemático para a determinação do período de iniciação relativo ao ataque de cloretos apoia-se neste conceito e recorre à 2ª lei de Fick (Equação 6.10) para a quantificação dos coeficientes de difusão potencial de cloretos, através dos quais é possível recomendar valores indicadores de desempenho, que exprimem a capacidade de resistência do betão sob a ação destes agentes agressivos, em função das condições de exposição [92].

$$C(x, t) = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{X}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad \text{Equação 6.10}$$

A Equação 6.10 pode ser reestruturada da seguinte forma:

$$D = \frac{X^2}{4 \times t \times \xi^2} \quad \text{ou} \quad X = 2\xi\sqrt{D \times t}$$

com

$$\xi = \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C(x, t)}{C_s} \right)$$

- em que:

$D$  – coeficiente de difusão de cloretos do betão ( $m^2/s$ );

$C(x, t)$  – concentração de cloretos, em % da massa de ligante, à profundidade  $x$  (m), após decorrido o tempo  $t$  (s) de exposição aos cloretos;

$\operatorname{erf}$  – função erro:  $\operatorname{erf}(z) = y$  e o seu inverso:  $\operatorname{erf}^{-1}(y) = z$ ;

$C_s$  – concentração de cloretos (% da massa de ligante) à superfície do betão ( $X = 0$ ) para  $t = 0$ , suposta constante e pode ser determinada através da Equação 6.11:

$$C_s = C_b \times k_{a/c} \times k_{vert} \times k_{hor} \times k_{temp} \quad \text{Equação 6.11}$$

- em que:

$C_b = 3,0\%$  na classes XS3 e  $C_b = 2,0\%$  na XS1, os quais têm em consideração o teor de cloretos da água do mar em Portugal (21 g/l) e a temperatura da água do mar de  $16 \pm 2$  °C. Na foz dos rios, a salinidade da água depende das marés e da distância que estas atingem;

$k_{a/c} = 2,5 \times (a/c)$ , sendo  $a/c$  a razão água-cimento;

Os valores adotados para  $k_{vert}$ ,  $k_{hor}$  e  $k_{temp}$  são expostos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Valores dos parâmetros  $k_{vert}$ ,  $k_{hor}$  e  $k_{temp}$  para o cálculo de  $C_s$  (adaptado de [92])

Posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$
XS1	0,7
XS3	1,0
Distância à linha da costa	$k_{hor}$
0 km	1
Temperatura do betão	$k_{temp}$
15 °C	1,2

Com a finalidade de quantificar a concentração de cloretos ao nível das armaduras, foi implementada na Equação 6.10, para um período de exposição correspondente à despassivação  $t = t_i$  e segundo uma profundidade  $x = R$  (recobrimento), a transformação do termo  $C(R, t_i)$  num valor que pode ser apreciado como o limite crítico de cloretos  $C_R$  de uma determinada mistura cimentícia. De forma idêntica a concentração de cloretos à superfície do betão  $C_s$ , a concentração de cloretos na interface aço-betão  $C_R$  é influenciada pelas classes de exposição e pela razão água-cimento, valores que podem ser identificados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Concentração de cloretos  $C_R$  (% em massa de cimento) (adaptado de [92])

Razão água-cimento	XS1	XS3
$a/c \leq 0,30$	0,6	0,5
$0,30 < a/c \leq 0,40$	0,5	0,4
$a/c > 0,40$	0,4	0,3

Os cloretos podem subsistir no betão como resultado do contacto com um ambiente contaminado ou devido à sua incorporação durante o processo de fabrico. Na Equação 6.10 não é contabilizada esta última situação ( $C_i = 0$ ), pelo que na eventualidade dos cloretos terem sido introduzidos na mistura cimentícia numa fase inicial, deverá ser efetuada a subtração da sua concentração ( $C_i$ ) às variáveis  $C_s$  e  $C_R$ .

Relativamente ao cálculo do coeficiente de difusão do betão  $D$ , aplica-se a Equação 6.12.

$$D_a(t) = D_a(t_0) \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n = k_{D,c} \times k_{D,RH} \times k_{D,T} \times D_0 \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n = k \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \times D_0 \quad \text{Equação 6.12}$$

- em que:

$k_{D,c}$  – fator que tem em conta a influência das condições de cura (Tabela 6.5);

$k_{D,RH}$  – fator que tem em conta a influência da humidade relativa do ambiente (Tabela 6.5);

$k_{D,T}$  – fator que tem em conta a influência da temperatura (Tabela 6.5);

$D_0$  – coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ), determinado em laboratório de acordo com a LNEC E463, com o betão na idade de referência  $t_0 = 28$  dias;

$n$  – fator que tem em conta o decréscimo de  $D$  ao longo do tempo (Tabela 6.5).

Tabela 6.5 – Valores dos parâmetros  $k_{D,c}$ ,  $k_{D,RH}$ ,  $k_{D,T}$  e  $n$  para o cálculo de  $D_a(t)$  (adaptado de [92])

<b>Número de dias de cura</b>	$k_{D,c}$	
normalizada	2,4	
<b>Classes de exposição</b>	$k_{D,RH}$	
XS1	0,4	
XS3	1	
<b>Temperatura do betão</b>	$k_{D,T}$	
15 °C	0,8	
<b>Classe de exposição</b>	$n$	
	CEM I / II*	CEM III / IV/V
XS1 / XS3	0,55	0,65

\* Exceto CEM II-W, II-T, II/B-L e II/B-LL

De forma idêntica à metodologia adotada para o modelo de cálculo relativo à carbonatação, a determinação do período de iniciação  $t_i$ , correspondente a um determinado coeficiente de difusão de cloretos  $D_0$ , é viável através da Equação 6.13.

$$t_i = \left[ \frac{R^2}{4 \times \left[ \text{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_R}{C_s} \right) \right]^2 \times k_{D,c} \times k_{D,RH} \times k_{D,T} \times D_0 \times t_0^n} \right]^{\frac{1}{1-n}} \quad \text{Equação 6.13}$$

#### 6.4.1.2.1 Metodologia de cálculo da função inversa da função erro

Segundo o anexo D da LNEC E465, a função erro ( $\text{erf}$ ) pode ser calculada através da Equação 6.14. É de importância salientar que esta função se encontra compreendida no intervalo  $[0,1]$ , já que  $\text{erf}(0) = 0$  e  $\text{erf}(\infty) = 1$ .

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\sqrt{2}z} e^{-u^2/2} du = 2 \times \left( \sum \sqrt{2}z \right) - 1 \quad \text{Equação 6.14}$$

- em que:

$\sum \sqrt{2}z$  – área delimitada pela curva normal standard de  $-\infty$  a  $\sqrt{2}z$  (Figura 6.2).

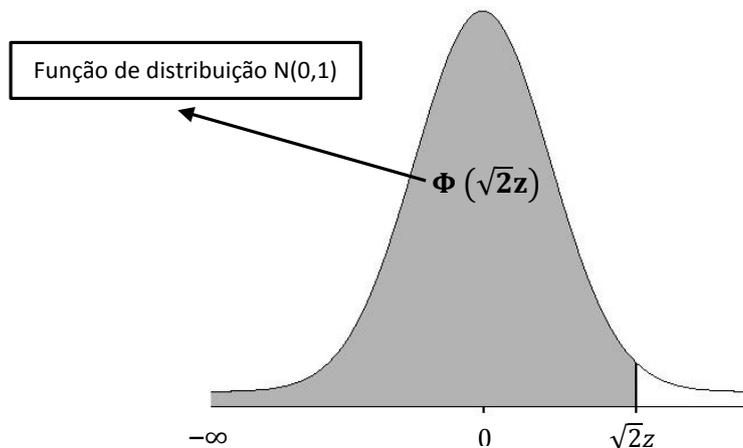


Figura 6.2 – Representação da área delimitada pela curva normal standard de  $-\infty$  a  $\sqrt{2}z$

Com o intuito de determinar a função  $\text{erf}^{-1}(z)$ , para introduzir os dados no Microsoft Excel relativos a cada composição do betão e calcular os respetivos períodos de vida útil sob à ação dos cloretos, foram realizados os seguintes cálculos:

$$\text{erf}(z) = 2 \times \Phi(\sqrt{2}z) - 1 = y \Leftrightarrow$$

$$\frac{y+1}{2} = \Phi(\sqrt{2}z) \Leftrightarrow \sqrt{2}z = \Phi^{-1}\left(\frac{y+1}{2}\right) \Leftrightarrow z = \frac{1}{\sqrt{2}} \Phi^{-1}\left(\frac{y+1}{2}\right)$$

$$\text{erf}^{-1}(z) = \frac{1}{\sqrt{2}} \Phi^{-1}\left(\frac{z+1}{2}\right) \quad \text{com} \quad z = \frac{C_s - C_R}{C_s}$$

## 6.4.2 Aplicação do modelo de cálculo do período de propagação

Como foi referido previamente e particularizando o período de propagação da corrosão  $t_p$ , o modelo de cálculo proposto pela LNEC E465, cuja finalidade é a de quantificar as propriedades de desempenho do betão, estabelece uma interligação entre a intensidade da corrente de corrosão eletroquímica ( $I_{corr}$ ) e o intervalo de tempo necessário para que não seja excedido o estado limite de utilização, que pressupõe o início da fendilhação do betão proveniente da corrosão das armaduras. Segundo o mesmo raciocínio adotado para os modelos de cálculo dos períodos de iniciação sob a ação dos cloretos e do dióxido de carbono, foram exclusivamente consideradas as classes de exposição XC3, XC4, XS1 e XS3, para as quais é apresentada a sua correspondência com níveis de corrosão, por sua vez correlacionados com  $I_{corr}$ . Com o intuito de determinar os períodos de propagação foram selecionados para as causas potenciais de deterioração implícitas, diâmetros iniciais das armaduras no seu estado de passivação ( $\phi_0$ ) de 12 mm, que representam uma dimensão mediana e de elevada aplicabilidade na conceção de estruturas de betão armado. No que diz respeito aos valores da resistência à compressão diametral ( $f_{cd}$ ), foram adotados os valores máximos admissíveis para as classes de maior agressividade ambiental XC4 e XS3 (respetivamente 2,5 MPa e 4 MPa), em função da seleção de coeficientes  $R_{C65}$  e  $D_0$  (provenientes de ensaios laboratoriais) correspondentes a betões de maior resistência comparativamente às classes XC3 e XS1 (respetivamente 2 MPa e 3 MPa).

### 6.4.2.1 Modelo de cálculo para o período de propagação

A metodologia para determinar o período de propagação da corrosão envolve três métodos de cálculo distintos:

- Lei de Faraday (Equação 6.15)

$$x = 0,0115 \times I_{corr} \times t_p \quad \text{Equação 6.15}$$

- em que:

$x$  – redução do raio (mm);

$I_{corr}$  – intensidade da corrente de corrosão eletroquímica ( $\mu A/cm^2$ );

$t_p$  – período de propagação (anos);

0,0115 – constante que permite converter  $I_{corr}$  ( $\mu A/cm^2$ ) em taxa de corrosão  $x/t_p$  ( $\mu m/ano$ ).

- Fórmula empírica que possibilita a quantificação de  $x$ , que promove o início da fissuração (Equação 6.16)

$$x = 10^{-3} \times \left( 74,5 + 7,3 \frac{R}{\phi_0} - 17,4 f_{cd} \right) \quad \text{Equação 6.16}$$

- em que:

$R$  – recobrimento (mm);

$f_{cd}$  – resistência à compressão diametral do betão, com os valores de 2 a 2,5 MPa para a carbonatação e 3 a 4 MPa para os cloretos;

$\phi_0$  – diâmetro inicial das armaduras no seu estado de passivação.

- Relação que considera os efeitos da corrosão provocados pelo  $CO_2$  e  $Cl^-$  (Equação 6.17)

$$\phi_0 - \phi = \alpha x \quad \text{ou} \quad r_0 - r = \frac{a}{2} x \quad \text{Equação 6.17}$$

- em que:

$a$  – parâmetro de valor 2, que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo uniforme ou de valor 10, quando a corrosão é por picadas (*pitting*).

Em conformidade com a compatibilidade destes três métodos de cálculo e subsequente substituição das parcelas das Equações 6.16 e 6.17 na Equação 6.15, a Equação 6.18 constitui a expressão final que possibilita a estimativa do período de propagação da corrosão.

$$t_p = \frac{k \times \phi_0}{1,15 \times \alpha \times I_{corr}} \quad \text{Equação 6.18}$$

- em que:

$k$  – valor da redução relativa do raio (%) responsável pelo início da fendilhação do betão resultante da corrosão das armaduras, o qual pode ser determinado através da Equação 6.19.

$$k = \left( 74,5 + 7,3 \frac{R}{\phi_0} - 17,4 f_{cd} \right) \times \left( \frac{0,2}{\phi_0} \right) \quad \text{Equação 6.19}$$

Com a finalidade de determinar o período de propagação da corrosão, é imprescindível a atribuição de valores a  $I_{corr}$  (Tabela 3.1), que se correlacionam com a variação da humidade relativa (como foi abordado no subcapítulo 3.6), a qual é consequentemente alvo de diferenciação para as classes de exposição em estudo na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Correspondência da humidade relativa às classes de exposição (adaptado de [92])

Classe de exposição	Humidade relativa
XC3 (moderadamente húmido)	70%
XC4 (ciclicamente húmido e seco)	80%
XS1 (ar com sais marinhos)	80%
XS3 (zona de marés, rebentação e salpicos)	100%

Deste modo, os níveis de corrosão, os quais estão associados aos valores de  $I_{corr}$  da Tabela 3.1, podem ser relacionados com as classes de exposição através da Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Classes de exposição e níveis de corrosão das armaduras (adaptado de [92])

Classe de exposição			
XC3	XC4	XS1	XS3
Nível de corrosão			
desprezível	baixo/moderado	moderado	elevado

Em conformidade com a interligação destes conceitos, foi possível determinar os períodos de propagação relativos às diferentes classes de exposição, para os quais foi realizada uma média nos casos em que os níveis de corrosão transcritos na Tabela 6.7 abrangem mais do que um dos valores de  $I_{corr}$  apresentados na Tabela 3.1.

É de importância salientar a metodologia da LNEC E465, ao fazer corresponder a quantificação de períodos de propagação a períodos de propagação mínimos, com o objetivo de sobrestimar os períodos de iniciação, concentrando nestes a *aleatoriedade da vida útil* [92].

## 6.5 Determinação dos períodos de vida útil

Com o intuito de determinar os períodos de vida útil de projeto (segundo os modelos de cálculo de iniciação e propagação da corrosão das armaduras devido à ação do  $CO_2$  e  $Cl^-$ ) e estabelecer uma análise comparativa dos resultados obtidos com a via prescritiva definida pela LNEC E464 (através da experiência obtida na conceção de estruturas de betão armado ao longo dos anos) para os valores limite da composição do betão, foram selecionadas as espessuras dos recobrimentos mínimos das classes estruturais S4 e S6 para as classes de exposição XC3, XC4, XS1 e XS3, correspondentes respetivamente a tempos de serviço de 50 e 100 anos (Tabela 4.13).

No que diz respeito à quantificação dos períodos de vida útil de projeto  $t_L$  (a qual foi possível através de uma coletânea de coeficientes de  $R_{C65}$  e  $D_0$  provenientes de ensaios laboratoriais) e subsequente comparação com o período de vida útil de 50 anos assegurado pela LNEC E464, foi adotada a classe de fiabilidade  $RC2$ , a qual se correlaciona com a classe de consequência  $CC2$  e se traduz num desempenho estrutural mediano associado a um panorama de desastre a nível ambiental, humano, social e económico em edifícios de habitação, industriais ou de escritórios.

Relativamente à determinação de  $t_L$ , para os quais foram selecionados os recobrimentos mínimos da classe estrutural S6 (para as classes de exposição em estudo) com o objetivo de averiguar se o incremento de 10 mm às espessuras do recobrimento da classe estrutural S4 (prescrito pela LNEC E464) garante um período de vida útil de 100 anos (mantendo os requisitos relativos à composição do betão), foi adotada a classe de fiabilidade  $RC3$ . Apesar de não ser abordada na LNEC E464 qualquer conectividade entre a opção por uma classe de fiabilidade e um determinado período de vida útil pretendido (o que pressupõe que este critério é da responsabilidade do dono de obra), a conceção de uma estrutura durável por 100 anos (edifícios altos, pontes, hospitais, teatros) exige um maior nível de segurança, já que os impactos associados à sua probabilidade de colapso são de elevada magnitude a nível económico, social, ambiental e particularmente na perda de vidas humanas, os quais estão implícitos na  $CC3$ .

Com efeito, nesta aplicação prática da LNEC E465, a qual envolve estas duas vertentes, os fatores de segurança da vida útil ( $\gamma$ ) utilizados para exprimir a suscetibilidade de se atingir o estado limite de utilização e subsequente início da fendilhação do betão foram de 2,3 ( $RC2$ ) e 2,8 ( $RC3$ ). Tendo em consideração a minimização dos períodos de propagação, os fatores de segurança da vida útil ( $\gamma$ ) inerentes à determinação do tempo de vida útil de cálculo  $t_d$ , foram aplicados com a finalidade de transformar os períodos de iniciação de cálculo  $t_{ic}$ , em períodos de iniciação sobrestimados/maximizados  $t_i$ , através do seguinte raciocínio:

$$t_d = \gamma \times t_g = \gamma (t_i + t_p) \quad ; \quad t_{ic} = \gamma \times t_i$$



**sobrestimando o período de iniciação:**

$$t_i = t_g - t_p$$



$$t_{ic} = \gamma(t_g - t_p) \quad \Leftrightarrow \quad t_i = \frac{t_{ic}}{\gamma}$$

Por forma a concretizar este estudo, cujo âmbito se foca na garantia de durabilidade de uma estrutura de betão armado e se desenvolve segundo uma análise comparativa entre a via prescritiva (situação atual – LNEC E464) e a metodologia de atribuir exigências de desempenho às propriedades do betão (situação futura – LNEC E465), foi necessário realizar uma pesquisa bibliográfica para a obtenção de coeficientes  $R_{C65}$  e  $D_0$ , compatíveis com os requisitos da LNEC E464 a nível de: máxima razão água-cimento, mínima dosagem de cimento e mínima classe de resistência (e subsequente introdução destes valores nas Equações 6.9 e 6.13, por forma a determinar os períodos de vida útil de projeto  $t_L$ ).

Particularizando o coeficiente de resistência à carbonatação  $R_{C65}$ , a LNEC E465 impõe a condição de que este parâmetro seja estimado em conformidade com a LNEC E391, a qual define o método de ensaio laboratorial acelerado para a determinação da resistência do betão à penetração do  $CO_2$ . Para este efeito, a profundidade de carbonatação é mensurável através da submissão de provetes a uma câmara com  $5\% \pm 0,1\%$   $CO_2$  e  $60\% \pm 5\%$  de humidade relativa à temperatura de  $23 \pm 3$  °C, com o auxílio de um indicador químico – solução de fenolftaleína, que delimita a zona de redução da alcalinidade do betão (produz uma modificação de coloração para um pH superior a 9,5) [191].

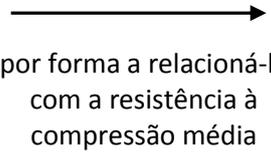
No que diz respeito ao coeficiente de difusão de cloretos  $D_0$ , a LNEC E465 exige que este parâmetro seja quantificado com o betão na idade de referência  $t_0 = 28$  dias em concordância com a LNEC E463, a qual estabelece os procedimentos relativos a um ensaio de migração em regime não estacionário. A profundidade de penetração destes iões é mensurável devido à sua movimentação no betão, resultante da aplicação de um potencial elétrico entre os topos dos provetes. Os provetes cilíndricos são quebrados por tração e pulverizados com uma solução de nitrato de prata, a qual precipita com uma coloração branca, admitindo a mensuração da profundidade de penetração [192].

Nas Tabelas B.1 e B.2 é exibida a coletânea de dados oriundos dos ensaios laboratoriais referenciados e recolhidos na literatura desta temática. Os coeficientes  $R_{C65}$  foram obtidos em conformidade com as condições impostas pela metodologia de ensaio da LNEC E391. De um modo geral, os coeficientes  $D_0$  são provenientes de um ensaio laboratorial em regime não estacionário inserido na normalização nórdica – NT BUILD 492 (RCM – *Rapid Chloride Migration*), na qual se baseou a elaboração da LNEC E463 [192] [270]. Os restantes coeficientes de difusão de cloretos foram determinados segundo esta última especificação (LNEC E463).

Com a finalidade de estabelecer uma correspondência entre as características dos betões (Tabelas B.1 e B.2) com os requisitos prescritos pela LNEC E464, foi atribuído um maior ênfase ao tipo de cimento (já que constitui um dos parâmetros condicionantes de desempenho e durabilidade do betão armado sob a ação dos agentes agressivos) e à resistência à compressão (a qual apresenta uma boa correlação com as variações da dosagem de cimento e/ou razão água-cimento). Esta opção fundamenta-se na presumível obtenção de betões com classes de resistência inferiores às exigências estipuladas, perante uma análise direcionada aos valores limite da dosagem de cimento e razão água-cimento (requisitos prescritivos da LNEC E464).

Tendo em consideração que a maioria dos dados recolhidos de ensaios laboratoriais providenciou a obtenção de valores de resistência à compressão média do betão em cubos, foi necessário adotar um critério de compatibilização (Tabela 6.8), por forma a relacioná-los com a classe de resistência à compressão em cubos e possibilitar a categorização dos coeficientes  $R_{C65}$  e  $D_0$  (relativos às várias composições) com as exigências prescritas para o betão (LNEC E464) em função das classes de exposição em estudo, como é particularizado nas Tabelas B.1 e B.2.

Tabela 6.8 – Exemplificação do critério adotado para as classes de resistência

Classe de resistência	incremento de 4 a 9 MPa à classe de resistência à compressão em cubos	Intervalo de resistência à compressão média $f_{cm,cube}$ (MPa)
C30/37		41 a 46
C35/45		49 a 54
C40/50		54 a 59
C45/55		59 a 64
C50/60		64 a 69
C55/67		71 a 76

Exemplificando, para a classe XC3, a LNEC E464 exige um betão de mínima classe de resistência C30/37. Presumindo um incremento de 4 a 9 MPa à classe de resistência em cubos, é estabelecida a condição de obtenção de uma resistência à compressão média em cubos ( $f_{cm,cube}$ ) entre 41 a 46 MPa. O betão de designação A1 (Tabela B.1) possui uma resistência à compressão média em cubos de 49,7 MPa (a qual excede o intervalo referido para a classe C30/37 na Tabela 6.8), o que significa que é classificado como um betão da classe de resistência C30/45.

A implementação deste critério permitiu simultaneamente minimizar a seleção de betões com resistências à compressão média bastante elevadas, em função da sua suscetibilidade em amplificar os períodos de vida útil de projeto e subsequente discussão dos resultados. Este raciocínio é válido para as classes XC3 e XC4, devido à conectividade entre o mecanismo da carbonatação e a resistência à compressão, associada às modificações que ambos produzem no sistema de poros da mistura cimentícia sob o ponto de vista mecânico (redução da porosidade). Inversamente, não é possível afirmar que o aumento da resistência à compressão induza a redução de  $D_0$  para as classes XS1 e XS3.

Em função da equivalência estabelecida pela LNEC E464 a nível da mínima classe de resistência para as classes XC3 e XC4 (C30/37) e da diversidade de resistências à compressão dos betões apresentadas na Tabela B.1, foram selecionados os betões de resistência à compressão superiores para a classe XC4, devido à sua maior agressividade ambiental.

Para além da compatibilidade entre os elementos recolhidos da literatura com a via prescritiva (LNEC E464) em termos de dosagem de cimento e razão água-cimento, os diferentes betões exibidos nas Tabelas B.1 e B.2 respeitam as condições impostas para as mínimas classes de resistência, nas quais foi adotada a tolerância de obtenção de betões com uma classe de resistência imediatamente superior às exigências estipuladas. No entanto, o betão de designação L1 possui uma resistência à compressão média de 40 MPa, a qual difere 1 MPa do limite mínimo para a classe de resistência C30/37 (Tabela 6.8).

Esta circunstância foi alvo de ponderação e inerente aprovação, devido ao facto de a classe de resistência imediatamente inferior (C25/30) possuir um intervalo de resistência à compressão média (segundo o critério de aumento de 4 a 9 MPa à classe de resistência em cubos) entre 34 a 39 MPa (na qual não se insere a resistência à compressão média de 40 MPa).

A compilação das propriedades dos betões de designação Q1 e L2 providenciaram informações acerca da sua resistência à compressão característica em cubos ( $f_{ck,cube}$ ), o que significa que ambos foram classificados como betões da classe de resistência imediatamente inferior.

É de relevância salientar que a coletânea dos betões que se exibem nas Tabelas B.1 e B.2 sob a forma de classes de resistência mínimas (através de uma metodologia diferente da adotada neste trabalho, na qual foram subtraídos 7 MPa à resistência à compressão média em cubos para obtenção das classes de resistência mínimas em cubos) é proveniente de um estudo realizado no âmbito de uma análise comparativa entre a LNEC E464 e a LNEC E465 em termos de propriedades de desempenho, o que significa que a totalidade dos betões selecionados encontra-se em conformidade com os requisitos da LNEC E464, apesar de não ter sido publicada neste artigo qualquer referência relativa às dosagens de cimento [183].

Devido à extrema dificuldade na aquisição de dados concordantes com os valores limite prescritos pela LNEC E464 e especificamente para  $R_{C65}$ , foi necessário recorrer a coeficientes de carbonatação acelerada  $k_{acel}$ , provenientes de ensaios realizados nas condições impostas pela LNEC E391, por forma a obter coeficientes de  $R_{C65}$  (Tabela 6.9) através da aplicação da Equação 6.20, que resulta da conjugação das Equações 3.2 e 6.7.

$$R_{C65} = \frac{2 \times c_{acel}}{k_{acel}^2} \quad \text{Equação 6.20}$$

- em que:

$k_{acel}$  – coeficiente de carbonatação acelerada ( $mm/\sqrt{ano}$ ), resultante da aplicação da Equação 3.2.

Tabela 6.9 – Conversão de coeficientes de carbonatação acelerada ( $k_{acel}$ ) em coeficientes de resistência à carbonatação ( $R_{C65}$ )

Designação do betão*	Coeficiente de carbonatação $k_{acel}$ ( $mm/\sqrt{dia}$ )	Coeficiente de carbonatação $k_{acel}$ ( $mm/\sqrt{ano}$ )	$R_{C65}$ ( $kg. ano/m^5$ )
<b>N1</b> [202]	1,97	37,6 <sup>a)</sup>	127
<b>O1</b> [202]	1,43	27,3 <sup>a)</sup>	241
<b>P1</b> [184]	–	57,4	55

\* [X] – Referência Bibliográfica; <sup>a)</sup>  $k_{acel} (mm/\sqrt{dia}) \times \sqrt{365} = k_{acel} (mm/\sqrt{ano})$

A classificação dos betões (Tabela B.3), particularmente a adição de materiais pozolânicos ou hidráulicos latentes aos CEM I/II, resulta da aplicação dos conteúdos inseridos na NP EN 197-1:2012, cuja denominação nas Tabelas B.1 e B.2 se encontra em conformidade com este documento normativo.

## 6.6 Análise dos resultados obtidos

### 6.6.1 Generalidades

A inserção dos valores de  $R_{C65}$ ,  $D_0$  (provenientes de ensaios laboratoriais realizados em conformidade com a LNEC E391 e LNEC E463 respetivamente e adquiridos através da pesquisa bibliográfica efetuada) e das variáveis intrínsecas aos modelos de cálculo (associadas às classes de exposição) nas Equações 6.9 e 6.13 possibilitou a determinação dos períodos de vida útil de projeto  $t_L$ , os quais foram distribuídos pelas classes XC3, XC4, XS1 e XS3, em função dos requisitos impostos pela LNEC E464 para os limites da composição do betão.

Seguidamente, é realizada a análise dos resultados obtidos e inerente comparação entre a via prescritiva e a metodologia de atribuir propriedades de desempenho ao betão.

### 6.6.2 Análise dos resultados obtidos relativos ao fenómeno da carbonatação

Particularizando as classes de exposição XC3 e XC4, a primeira evidência suscetível de ser observada nas Figuras B.1, B.2, B.3 e B.4 (as quais exibem  $t_L$  em função da aplicação dos modelos de cálculo e se diferenciam pela utilização dos recobrimentos da classe estrutural S4 – 50 anos e S6 – 100 anos) é o melhor desempenho dos CEM I e/ou CEM II/A (nos quais é admissível a incorporação de uma pequena percentagem de adições – 6 a 20%), em relação ao grupo dos cimentos com elevadas % de adições (entre 21 a 50% de acordo com os betões selecionados para este estudo: CEM II/B-L, CEM II/B-M, CEM IV/B e o grupo dos CEM II/B a V, no qual se incluem os CEM II/B-V, CEM II/B-S, CEM III/A, CEM IV/B e CEM V/A [183]).

A maior resistência dos CEM I e/ou CEM II/A face à agressividade ambiental induzida pela ação do  $CO_2$ , subentendida na obtenção de períodos de vida útil superiores, fundamenta-se no seu maior conteúdo de reservas alcalinas (hidróxidos de cálcio). Com efeito, as reações inerentes ao mecanismo da carbonatação nos CEM I e/ou CEM II/A processam-se mais lentamente (em relação ao grupo dos CEM II(B)/III/IV/V), associadas ao seu elevado teor de  $Ca(OH)_2$  na matriz cimentícia a ser consumido pelo  $CO_2$ . Em contrapartida, os cimentos com elevadas % de adições detêm uma maior reatividade com o  $CO_2$ , o que se manifesta numa neutralização acelerada da alcalinidade do betão e na redução de  $t_L$ .

De um modo geral, os betões selecionados para as classes XC3 e XC4 superaram o  $t_L$  de 50 anos prescrito pela LNEC E464 (Figuras B.1 e B.2), embora o grupo dos CEM II(B)/III/IV/V incluído na classe XC3 e o betão de designação M1 (classe XC4) tenham exibido  $t_L$  inferiores, os quais se fundamentam no raciocínio descrito anteriormente que relaciona a disponibilidade de produtos alcalinos com a velocidade de carbonatação. O betão de designação Q1 possibilitou a obtenção de um  $t_L$  de 40 anos, o que significa que foi o único elemento da amostra que não alcançou o tempo de serviço imposto pela LNEC E464. Contudo, aquando a aplicação prática da LNEC E465, é necessário ter em consideração uma margem de erro inerente aos modelos de cálculo, pelo que a diferença de 10 anos obtida nesta conjuntura é admissível (20%), não constituindo uma medida de rejeição das características do betão de designação Q1 face à sua  $R_{C65}$  (por forma a alcançar um  $t_L$  de 50 anos, o betão de designação Q1 deveria possuir uma  $R_{C65} = 66$ ).

De acordo com a análise dos betões incluídos neste estudo e em função da sua compatibilidade com as condições impostas pela LNEC E464 (decorrente da experiência adquirida na conceção de estruturas ao longo do tempo), é possível deduzir que a metodologia de caracterizar o betão através da  $R_{C65}$  viabiliza a obtenção de  $t_L$  ligeiramente superiores para as classes XC3 e XC4 (entre os quais se destacam os CEM I e os CEM II/A).

Com efeito, é presumível inferir que a aplicação dos modelos de cálculo inseridos na LNEC E465 constitui uma medida menos exigente comparativamente à via prescritiva, o que sugere, perante a ambição de projetar uma estrutura resistente à corrosão nos ambientes supracitados, que a metodologia de atribuir um valor padrão à  $R_{C65}$  para um determinado tempo de serviço pretendido, irá eventualmente providenciar uma maior fiabilidade estrutural, na qual estão implícitos os conceitos de funcionalidade, segurança e durabilidade.

No que diz respeito às Figuras B.1 e B.2, é possível denotar uma discrepância entre os  $t_L$  das classes XC3 e XC4, a qual incitaria uma análise complexa entre as características dos betões abrangidos neste estudo. No entanto, esta dissemelhança relaciona-se essencialmente com a modelação da humidade relativa inserida na LNEC E465 e inerentemente com a agressividade ambiental das classes de exposição. Em conformidade com a Tabela 6.6, à classe XC3 é associada uma humidade relativa de 70%, enquanto a classe XC4 envolve uma humidade relativa de 80%. Apesar de viabilizar a sua pré-dissolução e reatividade com o  $Ca(OH)_2$ , o conteúdo de humidade na solução porosa do betão condiciona a difusibilidade do  $CO_2$  (devido à sua taxa de difusão extremamente reduzida na água) e conseqüentemente a obtenção de  $t_i$  distintos nas classes XC3 e XC4. Com base na Figura 3.15, um teor de humidade relativa de cerca de 70% (classe XC3) pressupõe uma velocidade máxima de carbonatação, à qual estão associados menores  $t_i$ . Com efeito, foi realizada a inserção dos valores de  $R_{C65}$  selecionados para a classe XC4 na classe XC3, circunstância que permitiu constatar um quociente de 5 a 7 em termos de  $t_i$  entre ambas as classes, o que comprova a preponderância das condições ambientais sobre as características dos vários betões em estudo. É relevante salientar que, segundo a classificação das classes de exposição, seria expectável nesta temática da corrosão, uma agressividade elevada em ambos  $t_i$  e  $t_p$ . Contudo, em função dos resultados obtidos e em concordância com a designação genérica das classes XC3 e XC4 – corrosão induzida por carbonatação, a categorização da classe XC4 como a mais agressiva sustenta-se unicamente no seu inferior período de propagação ( $t_p \approx 19$  anos) associado a uma superior  $I_{corr}$  em relação à classe XC3 ( $t_p \approx 48$  anos). Num ambiente ciclicamente húmido e seco (classe XC4), a fase de molhagem é mais rápida que a de secagem, o que significa que a maior velocidade de carbonatação associada aos ambientes secos processa-se por um inferior intervalo de tempo (conteúdo de humidade superior induz uma redução do período de secagem), traduzindo-se num  $t_i$  significativamente elevado. Após a ocorrência da despassivação, o teor de humidade superior implícito na classe XC4 admite a associação entre uma baixa resistividade elétrica do betão e um fluxo de oxigénio suficiente para potencializar as reações eletroquímicas da corrosão e induzir a diminuição de  $t_p$ .

Apesar da variedade de fatores envolvidos (sobretudo o período de cura e a % de clínquer), o aumento da resistência à compressão do betão, o qual pressupõe uma diminuição da razão água-cimento e um incremento da dosagem de cimento, provoca a redução da porosidade total do sistema de poros capilares, dificultando a difusibilidade do  $CO_2$ . Segundo este raciocínio e em conformidade com os  $t_L$  das Figuras B.1 e B.2, é possível estabelecer uma conectividade entre o aumento da resistência à compressão e o aumento de  $R_{C65}$  através da Tabela B.1, nomeadamente quando se comparam betões com o mesmo tipo de cimento (E1 e F1; J1 e K1) ou com % de adições equivalentes (C1 e D1; N1 e O1). No entanto, não é possível identificar uma interligação absoluta, facto que é perceptível perante a análise de betões com % de adições distintas.

Exemplificando, o betão de designação L1 (C30/37) insere-se numa classe de resistência inferior ao betão de designação M1 (C35/45), circunstância a partir da qual, seria expectável a obtenção de um valor de  $R_{C65}$  superior para o betão de designação M1 (os betões de designação L1 e M1 tem razões água-cimento e dosagens de cimento bastante idênticas), embora tal dedução não se verifique.

Aquando uma análise instituída entre o betão de designação J1, constituído por um CEM I e inserido na classe de resistência C30/37, com os betões de designação D1 e H1, os quais se incluem na classe de resistência imediatamente superior (C35/45) e detêm elevadas % de adições nas suas composições, é possível constatar que o aumento da resistência à compressão não se traduz num incremento de  $R_{C65}$ , o que se fundamenta evidentemente no diferente conteúdo de produtos alcalinos em ambas as matrizes cimentícias.

Apesar dos vários betões e de diferentes resistências à compressão incluídos neste estudo terem excedido o  $t_L$  de 50 anos, em função dos factos referenciados, é presumível inferir que, embora seja atribuído, na generalidade, um maior ênfase à resistência à compressão (aquando a conceção de uma estrutura de betão armado), a sua análise não se deverá sobrepor às remanescentes características do betão, nomeadamente a % de substituição de clínquer por adições, já que não subsiste nenhum parâmetro fidedigno que por si só permita avaliar a  $R_{C65}$ .

Inclusivamente, através da Tabela B.1, é possível constatar que, de um modo geral, presumindo uma discrepância de  $R_{C65}$  associada ao aumento da resistência à compressão nos CEM I, CEM II/A (E1 e F1; N1 e O1; J1 e K1) ou em cimentos com percentagens de adições equivalentes (C1 e D1, excetuando o betão de designação Q1, cuja abordagem será realizada seguidamente), esta é razoavelmente inferior quando são analisados betões de igual resistência e com diferentes tipos de cimento (fixando o grupo dos CEM I e/ou CEM II/A – excetuando o betão de designação N1 que, em função das suas características detém uma  $R_{C65}$  inferior – e seleccionando tipos de cimento distintos), o que sugere eventualmente uma ação predominante do tipo de cimento sob a resistência à compressão.

De facto, o betão de designação K1 é o que detém a maior  $R_{C65}$  entre os vários betões seleccionados para este estudo, o que se traduz no seu maior  $t_L$  (321 anos) suscetível de ser observado na Figura B.2. Estabelecendo uma comparação com o betão de designação B1, embora ambos pertençam à mesma classe de resistência (C35/45), apresentam uma diferença significativa em termos de razão água-cimento (0,10), facto que seria expectável de induzir um pior desempenho para o betão de designação K1 (eventualmente provocar uma permutação entre a  $R_{C65}$  de ambos). No entanto, este último elemento referenciado (K1) detém uma maior dosagem de cimento ( $\neq$  de  $50 \text{ kg/m}^3$  em relação a B1). Tendo em consideração que o mecanismo da carbonatação desenvolve-se sob a neutralização da alcalinidade do betão, uma maior dosagem de cimento implica um teor superior de  $\text{Ca(OH)}_2$  na respetiva matriz cimentícia e conseqüentemente uma menor velocidade de carbonatação, raciocínio que poderá constituir uma justificação plausível para o melhor desempenho do betão de designação K1.

Como foi referido anteriormente, os coeficientes de  $R_{C65}$  dos betões de designação G1 e H1 são provenientes de uma estimativa, na qual foram incluídos diversos tipos de cimento admissíveis pela LNEC E464 (CEM II/B-V, CEM IV/B, CEM II/B-S, CEM III/A e CEM V/A), facto que permite deduzir que estes elementos são exemplares da resistência dos cimentos com elevadas % de adições à agressividade ambiental implícita nas classes XC3 e XC4 e que como é possível reparar nas Figuras B.1 e B.2, revelam um bom desempenho ao exceder o  $t_L$  de 50 anos.

Particularizando a Figura B.2 relativa à classe XC4, é possível denotar uma considerável discrepância a nível dos  $t_L$  obtidos para os CEM IV/B ( $\neq$  de 63 anos), respetivamente os betões de designação Q1 e D1, os quais se inserem na mesma classe de resistência (C35/45), detêm dosagens de cimento idênticas ( $\neq$  de  $20 \text{ kg/m}^3$ ) e possuem uma % equivalente de cinzas volantes na sua composição ( $\neq$  de 0,7%). Uma justificação plausível para esta circunstância poderá ser expressa mediante a diferença significativa das razões água-cimento entre ambos os betões ( $\neq$  de 0,10), suscetível de promover um aumento de porosidade no betão de designação Q1, já que uma quantidade excessiva de água na sua matriz cimentícia irá promover a evaporação, criando as condições propícias à formação de uma rede contínua de capilares, a qual potencia a acessibilidade do  $\text{CO}_2$ .

Incluindo o betão de designação M1 na análise dos betões previamente referenciados, o qual se insere na mesma classe de resistência, é possível observar um ligeiro aumento de  $t_L$  (decorrente do respetivo incremento de  $R_{C65}$ ) em relação ao betão de designação Q1, o que se presume sustentar no decréscimo da sua razão água-cimento (em contrapartida com a  $\neq$  de 30  $kg/m^3$  de ligante que ambos apresentam). No entanto, aquando uma comparação entre os betões de designação D1 e M1, apesar de ambos possuírem razões água-cimento semelhantes ( $\neq$  de 0,02) e dosagens de cimento muito idênticas ( $\neq$  10  $kg/m^3$ ), é possível observar na Figura B.2 uma diferença notável de  $t_L$  ( $\neq$  de 38 anos). Tendo em consideração que a redução da % de adições ( $\neq$  de  $\approx$  10% de cinzas volantes entre os betões D1 e M1) promove um aumento do conteúdo de reservas alcalinas no betão, seria expectável a obtenção de um  $t_L$  superior para o betão de designação M1. Por outro lado, a incorporação de adições no betão provoca simultaneamente o refinamento do sistema de poros (associado à formação de um teor superior de *CSH*) devido à formação de produtos de hidratação bastante finos, facto que poderá fundamentar o valor inferior de  $R_{C65}$  e consequentemente o menor  $t_L$  obtido para o betão de designação M1.

De facto, é de extrema complexidade determinar se os efeitos benéficos inerentes a um aumento do conteúdo de  $Ca(OH)_2$  se sobrepõem à diminuição da porosidade implícita aquando a utilização de uma maior % de adições na evolução da frente de carbonatação. Este raciocínio é suscetível de ser clarificado com a inclusão do betão de designação L1 (embora tenha sido selecionado para o estudo da classe XC3) na análise comparativa com o betão de designação M1. Apesar de ambos possuírem razões água-cimento e dosagens de ligante idênticas, o betão de designação L1 é de uma classe de resistência inferior (C30/37) (embora tenha sido esclarecido previamente que a resistência à compressão do betão não é totalmente correlacionável com a  $R_{C65}$ ) e possui um coeficiente de  $R_{C65}$  superior ao betão de designação M1, o que se presume estar associado à diminuição do teor de cinzas volantes na sua composição que, por conseguinte, induz uma maior disponibilidade de produtos alcalinos.

As elevadas emissões de  $CO_2$  para a atmosfera, provenientes do processo de fabrico do cimento (particularmente as reações químicas intrínsecas à formação do clínquer), têm potencializado a investigação da incorporação de adições no betão, na tentativa de minimizar a % de clínquer e os impactos ambientais e económicos associados. A progressiva utilização dos CEM II/A-L (que concomitantemente com os CEM I são os cimentos de maior comercialização em Portugal) constitui uma manifestação deste conceito, devido à menor libertação de gases durante a sua produção, resultante da substituição de uma determinada % de clínquer por filer calcário (1 tonelada de CEM II/A-L produz 720  $kg$  de  $CO_2$ , um valor consideravelmente inferior aos 800  $kg$  produzidos pelo Cimento Portland Normal).

Como é possível observar nas Figuras B.1 e B.2, os CEM I e/ou CEM II/A superaram o  $t_L$  de 50 anos prescrito pela LNEC E464, embora seja viável estabelecer uma ligeira diferenciação entre os CEM I e os CEM II/A-L, em função da obtenção de  $t_L$  inferiores para os CEM II/A-L em ambas as classes de exposição.

A introdução de filer calcário (material mais fino que o clínquer e considerado quase inerte, devido à sua reatividade com o sistema cimentício e inerente formação de carboaluminatos de cálcio) na mistura cimentícia provoca alguns efeitos na sua cinética de hidratação. Para além de potenciar a nucleação cristalina e precipitação do  $Ca(OH)_2$ , promove a aceleração da hidratação dos produtos (maioritariamente  $C_3A$  e  $C_3S$ ), proporcionando uma maior densificação e dispersão dos grãos na matriz cimentícia [203] [204] [205]. No entanto e em conformidade com *S. Tsivilis [et. al]*, os cimentos com adições de filer calcário apresentam uma maior permeabilidade aos gases comparativamente aos CEM I [207] [208].

O artigo bibliográfico do qual foram recolhidas as características dos betões de designação N1 e O1 não possibilitou a obtenção de informação acerca da % de incorporação de filer calcário no betão, o que condiciona, de certo modo, a argumentação do pior desempenho dos CEM II/A-L neste estudo, já que em função das quantidades de filer calcário introduzidas no betão, ocorrem modificações na sua resistência mecânica e, conseqüentemente, na profundidade de carbonatação [203]. Segundo *Tomaz Vuk [et. al]*, a incorporação de 5% de filer calcário na mistura cimentícia provoca um aumento da resistência à compressão inicial [205].

*R. D. Hooton [et. al]* afirma que, a adição de filer calcário até uma quantidade de 10% proporciona a redução da porosidade do betão, em relação aos CEM I [208]. *S. Tsvivilis [et. al]* declara que a adição de filer calcário até uma quantidade de 15% não produz alterações na solução porosa do betão, referenciando uma equivalência entre as propriedades dos CEM II/A-L e dos CEM I [207]. No entanto, *Lucia Hasegawa* salienta que, a incorporação de elevadas % de filer calcário no betão induz uma diminuição da sua resistência à compressão e inerente aumento da porosidade [203]. *Takayashi Hirata [et. al]* comprova a veracidade desta afirmação, estabelecendo uma conectividade entre o aumento da percentagem de adições de filer calcário e a diminuição da resistência à compressão do betão [209].

Com efeito, o betão de designação P1, o qual possui 21% de filer calcário (CEM II/B-L), embora tenha superado o  $t_L$  de 50 anos prescrito pela LNEC E464, revelou o pior desempenho, associado à sua reduzida  $R_{C65}$  em relação aos restantes elementos incluídos no estudo da classe XC3, o que se presume estar associado à sua elevada % de filer calcário e simultaneamente à sua baixa resistência à compressão (41,1 MPa – betão de menor resistência da Tabela B.1).

Com o intuito de averiguar a influência das adições na durabilidade do betão armado, uma investigação realizada por *V. G. Papadakis [et. al]*, a qual abrangeu a totalidade dos CEM II definidos na NP EN 197-1:2012, demonstrou um aumento generalizado da profundidade de carbonatação e inerente redução do período de iniciação da corrosão nos CEM II, em relação a um cimento de referência – CEM I (com uma razão água-cimento de 0,45 e uma dosagem de cimento de 350 kg/m<sup>3</sup>). Apesar de alguns cimentos terem evidenciado um comportamento semelhante ao do CEM I (CEM II/A-Q e CEM II/A-S), os cimentos com adições de filer calcário (CEM II/A-L e CEM II/B-L) revelaram o pior desempenho, com destaque para o CEM II/B-L, que obteve o maior decréscimo no período de iniciação da corrosão (factos que se encontram em concordância com os  $t_L$  das Figuras B.1 e B.2 para os betões de designação P1, N1 e O1) [210].

Outro estudo realizado neste âmbito por *Sprung [et. al]*, permitiu denotar uma compatibilidade com as conclusões atingidas por *Papadakis [et. al]*, no qual foi depreendido um aumento da taxa de carbonatação nos CEM II/A-L comparativamente aos CEM I, inclusivamente perante betões inseridos na mesma classe de resistência [211]. Esta circunstância é suscetível de ser elucidada nas Figuras B.1 e B.2, nas quais o betão de designação N1 exibe um  $t_L$  ligeiramente inferior ao betão de designação J1 (ambos incluídos na C30/37), o que se verifica analogamente aquando uma comparação instituída entre o betão de designação O1 e os restantes elementos abrangidos no estudo da classe XC4 (os quais se incluem na C35/45). No entanto, tais conclusões não são suportadas por outros autores, os quais interpretam os resultados obtidos nas suas investigações de forma distinta. *Matthews e Dhir [et. al]* comprovam que, aquando a utilização de adições de filer calcário, independentemente da sua % de introdução no betão, as taxas de carbonatação são idênticas para betões de igual resistência [213] [214]. No âmbito deste estudo, fixando a resistência à compressão e incluindo diferentes % de adições de filer calcário, é possível denotar que os betões de designação J1, N1 e P1 possuem  $R_{C65}$  distintos (os quais foram convertidos em  $k_{acel}$  com o intuito de averiguar a sua proximidade, em função dos factos relatados por *Matthews e Dhir [et. al]*), que se traduzem em  $t_L$  com uma discrepância razoável ( $\approx 25\%$  entre os betões de designação J1 e P1), embora ambos cumpram os requisitos impostos pela LNEC E464 ao excederem o  $t_L$  de 50 anos.

Inclusivamente, *M. Collepardi [et. al]* afirma que quando são comparados betões de igual resistência, não subsiste uma diferença significativa na taxa de carbonatação entre os CEM I e os cimentos com substituição de clínquer até 50% (cinzas volantes e filer calcário) [152]. Esta dedução não se verifica neste estudo, pressupondo o que foi referido previamente acerca duma eventual maior preponderância do tipo de cimento sob a resistência à compressão.

Tendo em consideração que betões inseridos na mesma classe de resistência possuem  $R_{C65}$  distintos, como é o caso dos betões de designação J1 e N1, embora se traduzam numa reduzida diferença a nível de  $t_L$  (apesar de aquando uma avaliação dos betões de designação O1 e B1, a discrepância seja relativamente superior em função das características da classe XC4), presume-se que o desempenho ligeiramente inferior dos CEM II/A-L esteja essencialmente relacionado com a menor % de clínquer na sua composição. É de importância salientar que, em função duma maior dispersão das partículas finas e inerente densificação da pasta cimentícia aquando a utilização de adições de filer calcário, os CEM II/A-L necessitam de uma razão água-cimento inferior aos CEM I (mantendo as exigências de trabalhabilidade), facto suscetível de ser clarificado na Tabela B.1 (e que evidentemente contribui para uma redução da sua porosidade, embora apresentem  $R_{C65}$  inferiores aos CEM I) [203] [205] [212].

Pressupondo que a utilização dos recobrimentos da classe estrutural S4 definidos na NP EN 1992-1-1:2010, aliado ao cumprimento dos requisitos impostos a nível da composição do betão pela LNEC E464 permitiu alcançar o  $t_L$  de 50 anos, seria expectável que, ao recorrer aos recobrimentos da classe estrutural S6, fosse atingido um  $t_L$  de 100 anos, ou seja, que o incremento de 10 mm à classe estrutural S4 proporcionasse um aumento de 50 anos em termos de  $t_L$ . No entanto, presumindo a aplicação da classe de fiabilidade RC3, decorrente dos efeitos catastróficos associados à probabilidade de colapso de uma estrutura durável por 100 anos, os  $t_L$  obtidos foram alvo de minoração, devido à utilização de um fator de segurança da vida útil ( $\gamma$ ) superior.

No que diz respeito à classe XC3, é bastante perceptível através da Figura B.3, que o betão de designação A1 foi o único que alcançou um  $t_L$  de 100 anos. Tendo em consideração a margem de erro adotada de 20%, inerente à imprecisão dos modelos de cálculo da LNEC E465, é admissível deduzir que os betões de designação E1 e J1 atingiram equitativamente o  $t_L$  pretendido, aquando a utilização dos recobrimentos mínimos  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6. Relativamente aos remanescentes elementos selecionados para o estudo da classe XC3, o incremento de 10 mm possibilitou exclusivamente um aumento de  $t_L$  entre 8 a 13 anos, o que significa que, os respetivos betões de designação N1, C1, G1, L1 e P1 ficaram aquém do  $t_L$  de 100 anos.

Deste modo, procedeu-se a um incremento de 5 mm a  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6 (Figura B.5), a partir do qual não foram adquiridas melhorias expressivas, com um aumento de  $t_L$  entre 6 a 10 anos para os betões referenciados previamente que permaneceram abaixo do limite de 100 anos preconizado. É de relevância evidenciar que os betões de designação C1 e G1 manifestaram uma ligeira diferença relativamente à margem de erro previamente descrita (2 e 4 anos respetivamente), com uma maior discrepância para o betão de designação P1 (constituído por um CEM II/B-L), o qual revelou um  $t_L$  de 67 anos decorrente da sua baixa  $R_{C65}$  ( $\neq$  de 13 anos associada à margem de erro de 20%).

Com efeito, foi realizado um incremento suplementar de 10 mm aos recobrimentos mínimos da classe estrutural S6 (Figura B.7), com a finalidade de clarificar e intuitivamente suprimir o menor desempenho dos cimentos com elevadas % de adições mencionados. De facto, os betões constituídos por CEM I excederam significativamente o  $t_L$  de 100 anos (entre 35 a 38% em relação à Figura B.3), embora o betão de designação N1 (constituído por um CEM II/A-L) tenha exibido um  $t_L$  de 92 anos (aumento de  $\approx 26\%$  em relação à Figura B.3). Excetuando o betão de designação P1, o qual atingiu apenas um tempo de serviço de 72 anos, os remanescentes betões satisfizeram o  $t_L$  de 100 anos, de acordo com a margem de erro supracitada.

Relativamente à classe XC4, é possível observar na Figura B.4 que, de um modo geral, o aumento de 10 mm à classe estrutural S4 possibilitou a consecução de um  $t_L > 100$  anos, excetuando o betão de designação Q1, o qual ficou aquém do tempo de serviço prognosticado ( $\neq$  de 45 anos). Contudo, é de relevância salientar que aquando a utilização de  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S4 (Figura B.2), os betões selecionados para a análise desta classe de exposição satisfazem o  $t_L$  de 100 anos (associado ao que foi descrito previamente relativo a um elevado  $t_i$  inerente às condições ambientais da classe XC4), excetuando os betões de designação M1 e Q1. Tendo em consideração o reduzido  $t_L$  do betão de designação Q1 (55 anos), procedeu-se a um incremento de 5 mm ao recobrimento da classe estrutural S6 (Figura B.6), o qual potenciou um ligeiro aumento de 12 anos, subsistindo uma discrepância considerável em relação ao tempo de serviço pretendido ( $\neq$  33 anos). Deste modo, foi realizado um incremento adicional de 5 mm ao recobrimento previamente referenciado (Figura B.8), o qual permitiu que o betão de designação Q1 se inserisse na margem de erro adotada.

A espessura do recobrimento é o parâmetro fundamental de prevenção da corrosão das armaduras sob a ação do  $CO_2$ , sobre o qual é presumível inferir uma ação predominante sob o tipo de cimento ou a resistência à compressão.

Tendo em consideração o desempenho inferior de determinados betões selecionados para o estudo da classe XC3 (nomeadamente os cimentos com elevadas % de adições), apesar de os betões da classe XC4 terem excedido, de um modo geral, o  $t_L$  de 100 anos (excetuando o betão de designação Q1), é possível deduzir que o incremento de 15 mm à espessura do recobrimento da classe estrutural S4 (Figuras B.5 e B.6) constitui uma medida de maior prudência na consecução do  $t_L$  preconizado. Segundo esta advertência, o grupo dos betões constituídos por CEM I e/ou CEM II/A satisfaz o  $t_L$  de 100 anos em ambas as classes de exposição, embora determinados betões com elevadas % de adições (C1, G1, P1 e Q1) exibam uma ligeira discrepância relativamente à margem de erro adotada de 20%. Na eventualidade de se proceder a um incremento suplementar de 5 mm (Figura B.8), os CEM I e/ou CEM II/A exibiriam  $t_L$  extremamente elevados na classe XC4 (entre 438 a 873 anos), o que sugere a subsistência da advertência inicial relativa ao aumento de 5 mm à espessura do recobrimento da classe estrutural S6, aliada à simultânea recomendação de medidas complementares de prevenção da corrosão das armaduras, com o intuito de minimizar a ação do  $CO_2$  aquando a utilização de cimentos com elevadas % de adições (associada à incerteza do seu desempenho), em função da sua crescente aplicabilidade na ótica de minimizar as emissões de  $CO_2$  para a atmosfera, da eventualidade de ser solicitada a sua utilização perante ambientes altamente contaminados por cloretos, ou inclusivamente devido à suscetibilidade dos parâmetros  $k_1$  e  $n$  (os quais subentendem a agressividade ambiental no modelo de cálculo da LNEC E465) não representarem com exatidão as condições ambientais reais.

Com efeito, é presumível inferir que os métodos preventivos suplementares de maior eficiência na conjuntura supramencionada consistem na utilização de aços inoxidáveis e na aplicação de sistemas de proteção superficial do betão, nos quais se incluem os produtos de impregnação e os revestimentos de superfície.

A finalidade de aplicação do método de impregnação traduz-se na minimização da porosidade do betão de recobrimento, associada à formação de uma película descontínua e de espessura extremamente limitada (aproximadamente 10 a 100  $\mu\text{m}$ ). Com o intuito de minimizar a acessibilidade do  $\text{CO}_2$ ,  $\text{O}_2$  e humidade, o preenchimento parcial/total do sistema de poros capilares (*sealing*) é exequível através da aplicação de produtos de baixa viscosidade e elevada absorção, entre os quais se destacam as resinas epoxídicas, acrílicas e de poliuretanos (polímeros orgânicos) e os silicatos de potássio e sódio (produtos inorgânicos), sendo este último, o composto à base de silicatos mais utilizado em estruturas de betão armado.

Os revestimentos de superfície, os quais envolvem a aplicação de produtos líquidos que potenciam a formação de um filme protetor, ininterrupto, aderente e de espessura variável (frequentemente entre 0,1 a 5  $\text{mm}$ ), detêm a finalidade de minimizar analogamente a difusibilidade do  $\text{CO}_2$ ,  $\text{O}_2$  e humidade. Por forma a alcançar esta funcionalidade de barreira física, destacam-se os revestimentos por pintura, os revestimentos de ligantes minerais com aditivos poliméricos e as membranas de base polimérica, betuminosa ou cimentícia.

Os sistemas de proteção superficial referenciados constituem uma medida preventiva de reduzido impacto económico, aquando a conceção de uma estrutura de betão armado, não necessitando de mão de obra especializada. Tendo em consideração que detêm uma vida útil de aproximadamente 10 a 15 anos, requerem uma manutenção periódica em função dos produtos aplicados e das condições de agressividade ambiental. É de importância salientar que, aquando a aplicação destes sistemas, é fundamental a sua compatibilidade com os requisitos da NP EN 1504-2:2006, a qual exige o cumprimento de características de desempenho, através da realização de ensaios laboratoriais.

De facto, a utilização de ligas de maior resistência à corrosão, como é o caso dos aços inoxidáveis (austeníticos e *duplex*), constitui equitativamente uma medida preventiva de elevado desempenho, relativamente aos efeitos do mecanismo da carbonatação, à qual está associado o seu reduzido pH de desp passivação (particularmente devido à presença de crómio), aquando o consumo dos produtos alcalinos de uma determinada matriz cimentícia. Apesar do seu impacto significativo a nível económico numa estrutura (inerente ao seu custo unitário entre 5 a 7 vezes superior aos aços-carbono), mesmo aquando a sua utilização seletiva em áreas de exposição crítica (congestionamento das armaduras ou insuficiente espessura do recobrimento) ou de difícil acessibilidade, a sua aplicação é apropriada para o alcance de um  $t_L$  de 100 anos, com uma notável minimização de intervenções económicas de manutenção e reparação estruturais.

No que diz respeito à utilização de armaduras revestidas com resinas epoxídicas, não subsistem quaisquer efeitos prejudiciais documentados, aquando a sua aplicação complementar na prevenção da corrosão das armaduras sob a ação do  $\text{CO}_2$ , o que sugere, que esta técnica não tenha sido selecionada para tais circunstâncias.

A galvanização é um método preventivo da corrosão das armaduras de fácil aplicação e baixo custo, a qual consiste na aplicação de um revestimento de zinco sob a superfície do aço, de elevada aptidão na resistência à redução do pH inerente ao mecanismo da carbonatação (taxas de corrosão desprezíveis – 0,5 a 0,8  $\mu\text{m}/\text{y}$ ), devido ao facto de a passivação do zinco (metal anfotérico) suceder para uma gama de pH entre 6 a 12,5. No entanto, perante a eventualidade desta técnica de prevenção não proporcionar a resistência à corrosão pretendida, a respetiva substituição dos varões constitui uma tarefa de difícil concretização, em função da evidente restrição na acessibilidade às armaduras.

### 6.6.3 Análise dos resultados obtidos relativos à ação dos cloretos

Individualizando as classes de exposição XS1 e XS3, a primeira evidência suscetível de ser observada nas Figuras B.9, B.10, B.11 e B.12 (as quais exibem  $t_L$  em função da aplicação dos modelos de cálculo e se distinguem pela utilização dos recobrimentos da classe estrutural S4 – 50 anos e S6 – 100 anos) é o melhor desempenho dos cimentos com elevadas % de adições (CEM II(B)/III/IV/V) relativamente ao grupo dos CEM I e/ou CEM II/A (nos quais é admissível a incorporação de uma reduzida percentagem de adições – 6 a 20%), embora esta diferenciação seja de maior perceptibilidade na classe XS1, devido à redução extremamente elevada de  $t_L$  nos betões selecionados para a classe XS3, associada à elevada agressividade ambiental implícita nas zonas de maré, rebentação e salpicos.

A maior oposição dos cimentos com elevadas % de materiais pozolânicos (cinzas volantes e sílica de fumo) ou hidráulicos latentes (escória granulada de alto-forno) à difusibilidade dos cloretos (subentendida na obtenção de  $t_L$  superiores) está essencialmente relacionada com a respetiva diminuição da permeabilidade da camada do betão de recobrimento, associada à formação de produtos de hidratação bastante finos, os quais provocam modificações físicas no sistema de poros do betão (refinamento da estrutura porosa), diminuindo a sua dimensão e conectividade. Por outro lado, os cimentos supramencionados contribuem simultaneamente para o prolongamento do período de iniciação da corrosão, devido à sua elevada capacidade de fixação de cloretos (adsorção física e química), a qual possibilita um decréscimo da velocidade de penetração destes iões, associado à redução do teor de cloretos livres.

Em termos de durabilidade, a permeabilidade é o fator condicionante nas estruturas de betão armado em ambiente marítimo, já que a dimensão, distribuição, forma e conectividade do sistema de poros capilares detêm uma ação determinante nos mecanismos de transporte dos agentes agressivos (iões cloreto, humidade e oxigénio) [21] [130] [216] [219]. *H. Toutanji [et. al]* declara que o parâmetro fundamental na conceção de uma estrutura de betão armado é a resistência à compressão [222]. Por sua vez, *J. M. Khatib [et. al]* salienta que a resistência à compressão se correlaciona exclusivamente com a porosidade total do betão, enquanto o conceito de durabilidade é influenciado pela dimensão e distribuição da estrutura porosa [219].

Segundo *Greg Daderko [et. al]*, um betão composto por Cimento Portland Normal é relativamente mais poroso que um betão, no qual foram introduzidos materiais inorgânicos finamente divididos (adições), já que as partículas vítreas constituintes dos cimentos com adições são de menor dimensão e de forma mais arredonda, comparativamente ao Cimento Portland Normal [216] [218].

Em conformidade com *Geoffrey Frohnsdorff*, durante a fase de hidratação do cimento, os poros capilares de maior dimensão são parcialmente preenchidos pelos produtos de hidratação, os quais promovem simultaneamente o aumento do volume dos poros de gel [217]. Apesar do contributo do silicato de cálcio hidratado (*CSH*) no bloqueio capilar (50 a 60% do volume total da pasta de cimento hidratada), os poros não são totalmente colmatados, o que se traduz numa diminuição da resistência mecânica e suscetibilidade de penetração dos agentes agressivos (Figura 6.3 – A) [21] [216]. Em contrapartida, a incorporação de adições no betão induz um aumento do refinamento da estrutura porosa (aumento da coesão entre partículas), associada à formação de uma quantidade suplementar de *CSH* na pasta cimentícia (resultante da reação entre as adições e o hidróxido de cálcio, em que o volume previamente ocupado pelo  $Ca(OH)_2$  é igualmente preenchido), a qual se reflete num decréscimo de permeabilidade e aumento de resistência mecânica do betão (Figura 6.3 – B) [216] [217].

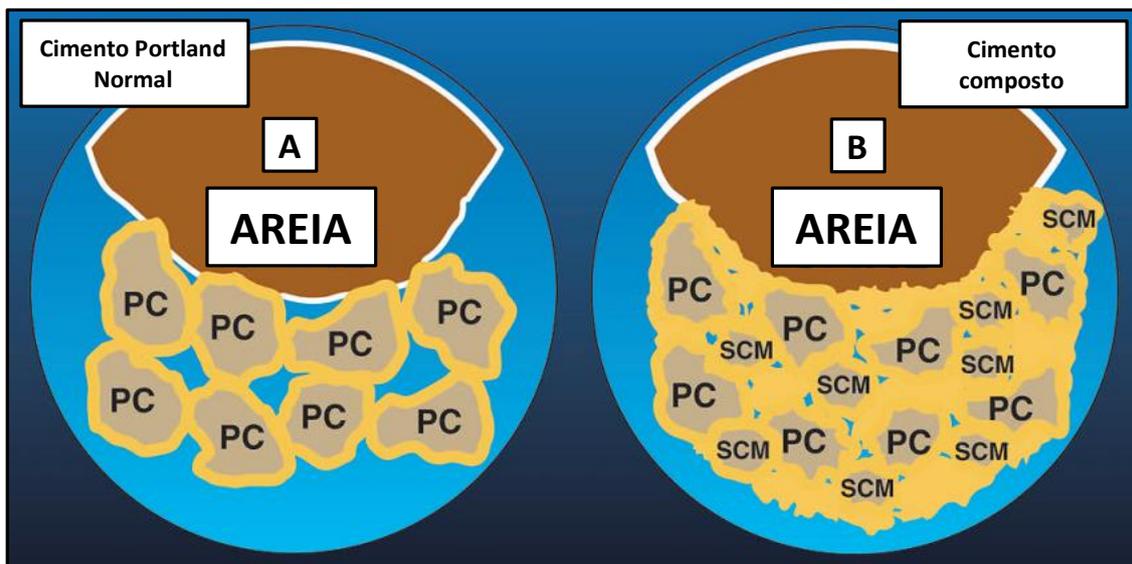


Figura 6.3 – Exemplificação da diferenciação da dimensão e distribuição da estrutura porosa: entre os Cimentos Portland Normal (PC) (A); e os cimentos compostos (SCM) (B), na qual o contorno a amarelo simboliza o gel rígido CSH (silicato de cálcio hidratado) (adaptado de [216])

Os principais compostos do Cimento Portland são os silicatos bicálcico ( $C_2S$  – 10 a 55%) e tricálcico ( $C_3S$  – 20 a 65%) e os aluminatos tricálcico e aluminoferratos tetracálcicos ( $C_3A$  – 0 a 15% e  $C_4AF$  – 5 a 15% respetivamente) [215]. *Arlindo Gonçalves* afirma que o  $C_3A$  é o composto do clínquer que melhor se combina quimicamente com os cloretos (através do qual se formam os cloroaluminatos – sal de *Friedel*) e com recurso a um estudo realizado por *J. Kropp [et. al]*, afirma que os CEM I detêm a maior capacidade de fixação, embora outros investigadores tenham constatado que as cinzas volantes possuem um melhor comportamento nesta matéria [130]. É de ressaltar que, o  $C_4AF$  detém igualmente a capacidade de se combinar quimicamente com os cloretos (embora com uma menor intensidade), através da qual é produzido o sal de *Kuzel* [221]. No entanto, uma elevada capacidade de fixação de cloretos implica exclusivamente uma reduzida dissolução do teor total de cloretos na água capilar, o que significa que a contribuição deste processo de combinação química é insignificante a nível da corrosão das armaduras [223]. Inclusivamente, a capacidade de fixação de cloretos dos betões constituídos por Cimento Portland Normal é limitada, associada à supressão das reações químicas supracitadas em função do consumo de  $C_3A$  e  $C_4AF$ , o que se traduz num aumento posterior da difusibilidade dos iões cloreto na pasta cimentícia [135] [223].

*Luca Bertolini [et. al]* e *Odd E. Gjorv* afirmam que, a capacidade de combinação dos cloretos na matriz cimentícia hidratada apresenta uma maior correlação com a adsorção física providenciada pelo gel rígido *CSH*, do que propriamente com a adsorção química ( $C_3A$  e  $C_4AF$ ), a partir da qual se baseia a maior capacidade de fixação dos cimentos compostos, os quais detêm a capacidade de produzir uma quantidade suplementar de *CSH* (desenvolvimento de uma microestrutura de finura superior), relativamente aos CEM I [21] [220].

Os factos previamente descritos permitem fundamentar a maior difusibilidade de iões cloreto dos CEM I, relativamente aos cimentos com elevadas % de adições. Entre os vários betões selecionados para o estudo das classes XS1 e XS3, o betão de designação W2 exhibe o menor  $D_0$ , facto que se presume estar associado aos efeitos benéficos inerentes à sua elevada resistência à compressão e dosagem de cimento, 71 MPa e 500 kg/m<sup>3</sup> respetivamente (detêm os maiores valores da amostra relativamente a estes parâmetros), bem como à sua reduzida razão água-cimento (0,38) [130]. Uma elevada dosagem de cimento implica um aumento do teor de  $C_3A$  no ligante, o qual intensifica a fixação química dos cloretos, enquanto uma reduzida razão água-cimento promove a diminuição da permeabilidade da solução porosa do betão.

No que diz respeito aos CEM II/A-L e de forma idêntica à análise efetuada para os CEM I, é possível denotar nas Figuras B.9 e B.10 o seu desempenho inferior (subentendido na obtenção de  $t_L$  inferiores) comparativamente aos cimentos com elevadas % de adições (embora esta diferenciação seja de maior perceptibilidade na classe XS1, como foi referido previamente).

O filer calcário, constituído por  $CaCO_3$  e moído em partículas de proporções idênticas às dos CEM I, não detém propriedades hidráulicas ou pozolânicas, o que significa que quando incorporado no betão, não potencia a formação de uma quantidade suplementar de *CSH* (a estrutura porosa e a permeabilidade do betão não são modificadas, já que o filer calcário não apresenta qualquer reatividade com os  $C_2S$  e  $C_3S$ ) [224] [227] [228]. Tendo em consideração a ação determinante do *CSH* na dimensão e conectividade da estrutura porosa (Figura 6.3), é possível deduzir que, de forma análoga ao que foi mencionado para os CEM I, o reduzido teor de *CSH* dos CEM II/A-L em relação aos cimentos com elevadas % de adições, aparenta ser a justificação plausível para a discrepância de  $t_L$  exibida nas Figuras B.9 e B.10.

Excetuando o betão de designação E2, de um modo geral, os betões constituídos por CEM II/A-L (incluindo os betões que representam o grupo dos CEM I ou II/A nas Figuras B.9 e B.10, no qual é contabilizado o efeito dos CEM II/A-L em  $D_0$ ) exibem uma ligeira diminuição de  $t_L$ , relativamente aos betões constituídos por CEM I. De acordo com os parâmetros analisados no âmbito deste estudo (razão água-cimento, dosagem de ligante e classe de resistência), a justificação do pequeno incremento de  $t_L$  obtido para o betão de designação E2 é impraticável.

Estabelecendo uma análise comparativa entre o elemento previamente referenciado e os remanescentes betões selecionados para o estudo da classe XS1, o betão de designação E2 possui a maior resistência à compressão média (63,7 MPa), a menor razão água-cimento (0,42) e uma elevada dosagem de cimento (400 kg/m<sup>3</sup> com uma  $\neq$  de 20 kg/m<sup>3</sup> em relação ao betão de designação V2, que apresenta a maior dosagem de cimento), factos que, em conformidade com a influência destes parâmetros na difusibilidade dos agentes agressivos, constituem uma argumentação válida para a sua resistência superior à penetração de cloretos. No entanto, o betão de designação K2 (o qual foi selecionado para o estudo da classe XS3), apesar de possuir uma resistência à compressão média e dosagem de cimento ligeiramente superiores ( $\neq$  de 0,3 MPa e de 30 kg/m<sup>3</sup> respetivamente), detém uma reduzida razão água-cimento ( $\neq$  de 0,07) comparativamente ao betão de designação E2, o que induziria a obtenção de um  $D_0$  inferior, dedução que não se verifica (o decréscimo da razão água-cimento potencia a diminuição da permeabilidade da camada do betão de recobrimento e inerente redução de  $D_0$ ).

Em conformidade com Augusto Gomes [et. al], o efeito da incorporação de filer calcário (o qual pode ser classificado como um agregado de reduzidas proporções) no betão traduz-se sobretudo na colmatação dos espaços vazios entre as partículas dos agregados de menor dimensão (efeito de *filler*), o que induz um aumento da compacidade e diminuição da permeabilidade da mistura cimentícia [224]. Deste modo, a ação essencialmente física providenciada pela adição de filer calcário poderá constituir uma fundamentação plausível para o desempenho ligeiramente superior do betão de designação E2 (implícito na sua diminuição de  $D_0$ ), face aos remanescentes betões constituídos por CEM I incluídos no estudo da classe XS1. Contudo, nos betões de designação A2 e K2, os quais detêm a mesma % de filer calcário que o betão de designação E2 (15%), o efeito de filer previamente descrito não induziu a redução de  $D_0$  comparativamente aos remanescentes betões constituídos por CEM I das classes XS1 e XS3. Tendo em consideração que no âmbito deste estudo não foi realizada a análise granulométrica dos vários betões selecionados, não é possível argumentar esta incompatibilidade na manifestação do efeito de filer em determinados betões (E2), em detrimento de outros (A2 e K2).

De facto, subsiste uma controvérsia na literatura acerca da influência da incorporação de filer calcário na resistência do betão à penetração de cloretos e subsequentemente ao nível de durabilidade [226] [227]. No entanto e em conformidade com as investigações realizadas por *Papadakis [et. al]*, *Federica Lollini [et. al]* e *Roman Loser [et. al]*, os CEM II/A-L potenciam um aumento de  $D_0$  quando comparados com os CEM I, a partir das quais é possível deduzir que a adição de filer calcário produz um efeito negativo na difusibilidade dos cloretos [210] [225] [226].

Segundo *Dimitrios Boubitsas*, aquando a incorporação de filer calcário nos CEM I, ocorre uma diminuição do teor de aluminatos suscetíveis de se combinarem quimicamente com os cloretos ( $C_3A$  e  $C_4AF$ ) [227]. *Roman Loser [et. al]* comprova a veracidade desta afirmação, referindo que os CEM II/A-L (com  $\approx 15\%$  de filer calcário) apresentam uma fase de hidratação semelhante aos CEM I (produtos de hidratação idênticos), embora possuam uma quantidade inferior de alumina na sua composição ( $Al_2O_3$ ) [224] [225]. Apesar de ser essencialmente avaliado como um material quimicamente inerte, o filer calcário detém uma certa reatividade com o  $C_3A$  e  $C_4AF$ , a qual se manifesta numa redução suplementar da quantidade destes produtos para uma posterior fixação química com os cloretos (menor capacidade para a formação dos sais de *Friedel* e *Kuzel* respetivamente) [210] [224] [225] [227] [228]. Segundo este raciocínio e tendo em consideração que o filer calcário não potencia a formação de uma quantidade adicional de *CSH* (o *CSH* promove a adsorção física dos cloretos), é presumível comprovar a sua menor capacidade de fixação química dos cloretos e inerente aumento de  $D_0$ , em relação aos CEM I (Tabela B.2).

Como foi referido previamente, a incorporação de materiais pozolânicos no betão, como é o caso das cinzas volantes, provoca modificações na dimensão e conectividade do sistema de poros cimentício, melhorando substancialmente a sua resistência ao ingresso de cloretos. Este efeito é perceptível nomeadamente na Figura B.9 (em função da elevada agressividade ambiental implícita na classe XS3 e respetivo condicionamento na análise dos resultados obtidos), através da qual é possível denotar o elevado desempenho dos betões de designação C2 e L2, ao exibirem  $t_L$  bastante superiores ao grupo dos betões constituídos por CEM I e/ou CEM II/A.

Tendo em consideração que os betões com adições de cinzas volantes possuem um teor inferior de  $C_3A$  na sua composição, o qual sugere uma menor capacidade de fixação química (sal de *Friedel*) e um eventual aumento de  $D_0$  em relação aos betões constituídos por CEM I, *Peter Hewlett* concluiu que a reduzida difusibilidade de cloretos associada aos cimentos pozolânicos está essencialmente relacionada com a sua baixa permeabilidade [230].

A adição de cinzas volantes, materiais finamente divididos (partículas vítreas e esféricas de reduzidas dimensões) e essencialmente constituídos por sílica e alumina ( $SiO_2 + Al_2O_3 \approx 45$  a  $80\%$  da sua composição) com um baixo teor de  $CaO$ , induz uma diminuição significativa da dimensão dos poros de maior volume capilar (refinamento da estrutura porosa), associada à formação dos produtos resultantes da sua reatividade pozolânica [224] [229] [231] [233]. Com efeito, quando incorporadas no betão, as cinzas volantes reagem com o  $Ca(OH)_2$  proveniente da hidratação do Cimento Portland e água, através dos quais se forma o gel rígido *CSH* (reação pozolânica), produto responsável pelo aumento de resistência e impermeabilidade da matriz cimentícia [229] [230]. Deste modo, a pasta de cimento endurecida possui uma quantidade suplementar de *CSH* e um menor teor de  $Ca(OH)_2$  (comparativamente aos CEM I) [21] [229] [233]. Esta circunstância é bastante benéfica, já que o  $Ca(OH)_2$  não contribui para a densidade e homogeneidade da pasta cimentícia e é de elevada solubilidade, o que significa que, perante fenómenos de lixiviação (resultantes do ingresso e reatividade de substâncias químicas e ácidas com o  $Ca(OH)_2$  na matriz cimentícia), é suscetível de criar canais capilares (aumento de porosidade e redução de resistência) que facilitam o ingresso de cloretos [229] [232] [233].

De facto, o consumo de  $Ca(OH)_2$  implícito na reatividade pozolânica é suscetível de induzir o decréscimo da alcalinidade da solução porosa, que por sua vez diminui o teor crítico de cloretos inerente à despassivação das armaduras [224] [232]. No entanto, *A. de Sousa Coutinho* afirma que, a menor permeabilidade providenciada pelas adições de cinzas volantes, com a condição de execução de uma cura húmida prolongada, intensifica o grau de proteção das armaduras, sobrepondo-se aos efeitos supracitados de diminuição da alcalinidade [215] [224]. É de relevância salientar a influência do grau de finura e da formação de uma quantidade suplementar de *CSH* das cinzas volantes na melhoria substancial da qualidade da pasta cimentícia e da microestrutura de transição entre a matriz do ligante e os agregados, as quais se traduzem no elevado desempenho destes materiais em ambiente marítimo [229].

Através da análise da Tabela B.2 é possível denotar que os betões de designação C2 e D2, os quais se inserem na mesma classe de resistência ( $\neq$  de 0,4 MPa), detêm % de cinzas volantes idênticas ( $\neq$  de 0,7%) e dosagens de ligante e razões água-cimento equivalentes, possuem  $D_0$  distintos ( $\neq$  de  $4,4 \times 10^{-12} m^2/s$ ). Tendo em consideração que os documentos bibliográficos dos quais foram recolhidas as propriedades dos betões supracitados não possibilitou a obtenção de informação acerca das características das cinzas volantes utilizadas, tais como a sua composição química, origem da matéria-prima, condições de conservação dos provetes (humidade relativa) e inclusivamente o grau de finura, o qual constitui um parâmetro fundamental a nível de porosidade e suscetível de condicionar a intensidade da reatividade pozolânica, não é exequível a argumentação da discrepância de  $D_0$  obtida [229].

Incluindo o betão de designação M2 na análise dos betões previamente referenciados, o qual se insere na mesma classe de resistência (C35/45) com uma dosagem de ligante e razão água-cimento idênticas, é possível observar na Tabela B.2 que este possui uma menor % de cinzas volantes na sua composição ( $\neq$  de  $\approx$  15%), facto que se presume estar relacionado com o seu maior  $D_0$  (comparativamente aos betões C2 e D2), como resultado de uma inferior reatividade pozolânica (e inerentemente uma menor produção do gel rígido *CSH*). Este raciocínio aplica-se analogamente ao betão de designação U2, o qual possui uma resistência à compressão média de 53,9 MPa (C35/45) e uma razão água-cimento equivalente aos betões de designação C2 e D2, exibindo porém, um  $D_0$  superior ( $13 \times 10^{-12} m^2/s$ ). De facto, o betão de designação U2 detêm uma dosagem de ligante superior aos betões previamente referenciados ( $\neq$  de  $80 kg/m^3$ ), o que sugere um aumento da sua capacidade de formação do sal de *Friedel*, associada à disponibilidade de uma maior quantidade de  $C_3A$  na sua matriz cimentícia. Contudo e tendo em consideração o que foi previamente descrito acerca da ação preponderante da dimensão e distribuição da estrutura porosa sob a capacidade de combinação química com os cloretos, o facto de o betão de designação U2 ter uma % inferior de cinzas volantes na sua composição (menor reatividade pozolânica) aparenta ser a justificação plausível para o seu maior  $D_0$ . É de importância evidenciar que, a ligeira diferenciação da % de cinzas volantes na composição dos betões de designação M2 e U2 ( $\neq$  de 5%) não fundamenta por si só a sua discrepância de  $D_0$ , circunstância que poderá eventualmente estar relacionada com as características das cinzas volantes utilizadas, as quais não foram passíveis de obtenção aquando a consulta dos respetivos documentos bibliográficos.

Como é possível denotar na Tabela B.2, os betões de designação U2 e M2 exibem  $D_0$  relativamente superiores ao grupo dos CEM I, circunstância que à partida, não se encontra em conformidade com o elevado desempenho dos betões com adições de cinzas volantes em ambiente marítimo. No entanto, os cimentos pozolânicos exigem um período de cura prolongado, por forma a desenvolver as suas características de baixa porosidade e elevada resistência ao ingresso de cloretos, o que aliado ao facto de os respetivos  $D_0$  da totalidade dos betões selecionados para este estudo terem sido determinados através de ensaios de migração em regime não estacionário aos 28 dias, comprova a sua maior permeabilidade em relação aos CEM I [230].

*Edward G. Nawy* corrobora esta dedução, constatando através de uma investigação realizada por *Davis*, que a permeabilidade do betão está diretamente relacionada com a quantidade de materiais cimentícios hidratados num determinado período de tempo. Após 28 dias de cura, intervalo de tempo que sugere uma reduzida atividade pozolânica, os betões com adições de cinzas volantes demonstraram uma maior permeabilidade em relação aos betões de referência (CEM I), situação que foi invertida aquando passados 6 meses, como espectável, a qual presumiu ser resultado da reatividade pozolânica das cinzas volantes [233]. De facto, os betões de designação C2 e D2 exibem  $D_0$  significativamente inferiores aos betões de designação M2 e U2, conjuntura que, em conformidade com o raciocínio previamente descrito e associada ao facto de possuírem uma maior % de cinzas volantes na sua composição ( $\neq$  de  $\approx 20$  a 25%), permite deduzir uma atividade pozolânica superior e inerente redução de  $D_0$  aos 28 dias.

Relativamente ao betão de designação L2, o qual possui na sua composição 20% de cinzas volantes e 10% de sílica de fumo, é possível denotar na Tabela B.2 o seu reduzido  $D_0$ , comparativamente aos remanescentes betões constituídos por cinzas volantes. Primeiramente, é de relevância salientar que a elevada discrepância de  $t_L$  obtida entre os betões de designação C2 e L2 ( $\neq$  355 anos – Figura B.9), os quais possuem  $D_0$  idênticos ( $\neq 0,4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ), está intrinsecamente relacionada com as diferentes razões água-cimento que ambos possuem ( $\neq$  de 0,10), parâmetro que detém uma ação preponderante na resistência do betão ao ingresso de cloretos e, que por sinal, a sua variabilidade é contabilizada de forma determinante no modelo de cálculo (do período de iniciação da corrosão devido ao ataque de cloretos) da LNEC E465.

Em função do que foi supramencionado acerca da manifestação tardia da atividade pozolânica nas cinzas volantes, a incorporação de sílica de fumo no betão contraria este efeito ( $\neq$  de  $6,2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  em termos de  $D_0$  entre betões de designação L2 e U2, os quais possuem a mesma % de cinzas volantes), devido à sua elevada velocidade de reação com o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (elevada reatividade pozolânica), aliada à reduzida dimensão das suas partículas (forma essencialmente esférica com diâmetros cerca de 100 vezes inferiores às do Cimento Portland) e ao facto de possuir uma elevada superfície específica (compreendida entre 13 000 a 30 000  $\text{m}^2/\text{kg}$ , a qual é 10 a 20 vezes superior às remanescentes adições pozolânicas), propriedades que se traduzem na reduzida permeabilidade do betão de designação L2 aos 28 dias [21] [215] [224] [233].

Para além das suas características pozolânicas, a adição de sílica de fumo (essencialmente constituída por  $\text{SiO}_2$ ) contribui concomitantemente com o efeito de filler. O reduzido grau de finura das suas partículas providencia o decréscimo do diâmetro dos poros capilares de maiores dimensões e simultaneamente efeitos benéficos inerentes ao preenchimento dos espaços vazios da interface entre os agregados e as partículas do cimento, os quais se traduzem num aumento de compacidade da mistura cimentícia (aumento de coesão e densidade da pasta) que, por sua vez, se manifesta num incremento de resistência, diminuição da permeabilidade aos cloretos e um elevado desempenho a nível de durabilidade em ambiente marítimo [215] [224].

*Edwardy G. Nawy* comprova a veracidade das afirmações proferidas, evidenciando que os betões com adições de sílica de fumo detêm uma melhor resistência ao ingresso de cloretos em relação aos betões constituídos por CEM I ( $\neq$  de  $\approx 350$  anos, suscetível de ser clarificada na Figura B.9), associada ao consumo de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (proveniente da hidratação do Cimento Portland) nas reações pozolânicas (reduzindo o teor de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  suscetível de ser submetido a fenómenos de lixiviação), através das quais se forma uma quantidade suplementar de  $\text{CSH}$ , que proporciona o refinamento dos poros e subsequente redução de permeabilidade da pasta cimentícia [233].

No que diz respeito aos betões compostos por CEM III, é facilmente perceptível o elevado desempenho dos betões de designação P2, T2 e X2 na Figura B.9, subentendido na obtenção de  $t_L$  extremamente elevados (8163, 3073 e 1431 anos respetivamente), o qual se fundamenta na capacidade da escória granulada de alto-forno em potenciar a transformação dos produtos e da estrutura porosa do sistema cimentício, com subsequente decréscimo significativo da dimensão e conectividade dos poros capilares (aumento de compacidade da sua microestrutura) e inerente minimização de  $D_0$  comparativamente ao grupo dos CEM I e/ou CEM II/A [229] [234].

Inclusivamente, é de relevância salientar que o betão de designação Q2, o qual detém na sua composição 70% de escória granulada de alto-forno, exibe o maior  $t_L$  da Figura B.10 (26 anos), circunstância que em função da elevada agressividade ambiental implícita nas zonas de maré, rebentação e salpicos, simboliza o elevado desempenho dos betões que incorporam este subproduto dos altos-fornos siderúrgicos proveniente do processo de fabrico do aço, essencialmente constituído pelos mesmos compostos químicos que os CEM I, embora em diferentes proporções (possuem um teor inferior de  $CaO$  e maiores quantidades de  $SiO_2$ ,  $Al_2O_3$  e  $MgO$ ) [215] [224] [229] [234].

Em oposição aos materiais pozolânicos, os quais requerem a presença de  $Ca(OH)_2$  para se combinarem quimicamente e não possuem por si só características hidráulicas, a escória granulada de alto-forno possui propriedades hidráulicas latentes, o que significa que tem a capacidade de formar uma pasta, cujo endurecimento ocorre exclusivamente devido à sua reatividade com a água, embora este processo se desenvolva lentamente, motivo pelo qual requer a presença de um meio alcalino que acelere a velocidade desta reação [215] [224] [234] [236]. Com efeito, a hidratação da escória é ativada pelos produtos alcalinos – *alkali activators* e pelo  $Ca(OH)_2$  (provenientes da hidratação do Cimento Portland), o qual é simultaneamente consumido neste processo [234]. Segundo *P. Barnes [et. al]*, como resultado da reatividade entre a escória, a água, os alcalis e as partículas do clínquer, formam-se silicatos e aluminatos de cálcio hidratados [6].

Apesar de a incorporação de escória granulada de alto-forno no betão induzir a diminuição do teor de  $C_3A$  na matriz cimentícia, com recurso a uma investigação realizada neste âmbito, *R. K. Dhir [et. al]* constatou que a elevada capacidade de combinação química de cloretos por parte dos CEM III (a qual se manifestou em função do aumento da % de escória granulada de alto-forno e da concentração de cloretos), está essencialmente relacionada com os elevados teores de alumina na sua composição, os quais possibilitam a formação de grandes quantidades de sal de *Friedel* [220] [235] [210]. Contudo, a difusibilidade e subsequente penetração dos cloretos até ao nível das armaduras depende, maioritariamente, da permeabilidade da matriz cimentícia. *J. H. Potgieter [et. al]* comprova a veracidade desta afirmação, evidenciando que os CEM I e os CEM III, tais como os restantes cimentos compostos, possuem uma capacidade de fixação química com os cloretos limitada (a qual após a sua excedência possibilita a movimentação dos cloretos livres no sistema de poros cimentício), sendo portanto essencial estabelecer uma diferenciação entre a aptidão dos betões com adições de escória granulada de alto-forno em prevenir o ingresso de cloretos na pasta cimentícia e a sua posterior contribuição no processo de formação do sal de *Friedel* [237].

Segundo *Wei Chen e Rafat Siddique*, a elevada quantidade de *CSH* resultante do processo de hidratação da escória granulada de alto-forno, a qual é proporcional ao aumento da sua % de incorporação no betão, providencia a densificação da microestrutura e diminuição da permeabilidade da pasta cimentícia (dimensão e distribuição dos poros), as quais se refletem no prolongamento do período de iniciação da corrosão e numa elevada durabilidade do betão [229] [234].

Como é possível denotar na Tabela B.2, o betão de designação P2, o qual detém uma resistência à compressão média de  $45,1 \text{ MPa}$ , uma dosagem de cimento de  $390 \text{ kg/m}^3$  e uma razão água-cimento de 0,50, exhibe o menor  $D_0$  relativamente à totalidade dos betões constituídos por CEM III, facto que se presume estar associado à elevada % de escória granulada de alto-forno na sua composição. Contudo, apesar do betão de designação Q2 apresentar uma % de escória granulada de alto-forno equivalente (70%) e possuir uma resistência à compressão média e dosagem de cimento superiores, bem como uma menor razão água-cimento ( $57,1 \text{ MPa}$ ,  $420 \text{ kg/m}^3$  e 0,45 respetivamente), subsiste uma diferença significativa em termos de  $D_0$  ( $\neq$  de  $4,2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ) entre ambos os betões. De acordo com este raciocínio, é possível deduzir que os parâmetros supracitados não permitem por si só realizar uma análise fidedigna a nível de  $D_0$ , já que subsiste a possibilidade de outros fatores contribuírem para a sua permutabilidade (composição química e/ou origem da matéria-prima das respetivas adições e condições de conservação dos provetes – humidade e temperatura), os quais não foram providenciados aquando a recolha das características dos betões constituídos por CEM III.

Contrariamente, e em conformidade com *Luca Bertolini [et. al]*, por forma a obter um refinamento significativo da estrutura porosa, aliado a uma elevada densificação da microestrutura da pasta cimentícia e inerente minimização de  $D_0$ , a incorporação de adições de escória granulada de alto-forno no betão deverá ser superior a 65% [21]. De facto, os betões de designação P2, Q2 e T2, que possuem 70% e 62% de escória granulada de alto-forno na sua composição, exibem  $D_0$  consideravelmente inferiores ao betão de designação Y2, o qual é constituído por 53% deste subproduto industrial.

Apesar do documento bibliográfico dos quais foram recolhidas as características do betão de designação T2 não ter possibilitado a obtenção de informação acerca do seu conteúdo de adições, o seu baixo  $D_0$  ( $3,3 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ) permite inferir que tenham sido utilizadas % de escória granulada de alto-forno superiores ao valor previamente referenciado (65%).

Para finalizar esta análise comparativa entre os vários betões selecionados para o estudo da classe XS1 e XS3, é importante evidenciar que o grupo dos betões constituídos por CEM III exibem aos 28 dias, de um modo geral,  $D_0$  inferiores (excetuando o betão de designação Y2, o qual detém a menor % de adição de escória granulada de alto-forno – 53%) aos betões que possuem na sua composição diferentes % de cinzas volantes (C2, D2, M2 e U2). Através de uma investigação realizada por *Rob Polder, Luca Bertolini [et. al]* afirma, com base na conectividade entre o desenvolvimento da resistividade elétrica do betão em idades jovens e a evolução da microestrutura da pasta cimentícia, que *o refinamento da estrutura de poros providenciado pela adição de escória granulada de alto-forno ao betão se inicia ao fim de poucos dias, enquanto os efeitos benéficos inerentes à incorporação de cinzas volantes no betão se manifestam passadas várias semanas ou inclusivamente meses*, facto que permite comprovar a discrepância referida [21].

Como foi referido previamente, a variabilidade da resistência à compressão, dosagem de ligante e razão água-cimento, não permite por si só fundamentar a diferenciação de  $D_0$  e subsequentemente de  $t_L$  dos vários betões selecionados para este estudo. A velocidade de penetração dos cloretos no betão ( $D_0$ ) está essencialmente relacionada com a permeabilidade, que por sua vez é avaliada como o fator fundamental a nível de durabilidade nas estruturas de betão armado em ambiente marítimo. Com efeito, a razão água-cimento, o tipo de cimento, a % de adições e o processo de cura, constituem o conjunto de parâmetros que condicionam significativamente a dimensão, distribuição e conectividade do sistema de poros cimentício (permeabilidade). Tendo em consideração o âmbito deste estudo, não é possível inferir qual destes parâmetros poderá eventualmente exercer uma maior influência em termos de durabilidade do betão armado.

No que diz respeito à classe XS1 e à Figura B.9, apesar dos betões compostos por cimentos com elevadas % de adições terem superado o  $t_L$  de 50 anos prescrito pela LNEC E464 (na qual o betão de designação P2 obteve o maior  $t_L$  devido à elevada % de escória granulada de alto-forno na sua composição), o grupo dos betões constituídos por CEM I e/ou CEM II/A ficou aquém do tempo de serviço preconizado ( $\neq$  de  $\approx$  24 a 40 anos). Relativamente à classe XS3, o betão de designação Q2 obteve o melhor desempenho entre os vários elementos expostos na Figura B.10 ( $t_L = 26$  anos), associado, de forma análoga ao betão de designação P2, à elevada % de escória granulada de alto-forno na sua composição (70%), embora não tenha atingido o  $t_L$  de 50 anos e subsequentemente nenhum dos betões incluídos no estudo desta classe possibilitou a excedência deste limite temporal.

De acordo com a análise realizada e em função da sua compatibilidade com os requisitos da LNEC E464, apesar dos betões constituídos por cimentos com elevadas % de adições terem superado excessivamente o  $t_L$  de 50 anos na classe XS1, é possível deduzir que a metodologia prescritiva, a qual define as exigências de composição do betão como resultado da experiência adquirida na conceção de estruturas de betão armado ao longo do tempo, viabiliza a obtenção do  $t_L$  preconizado (50 anos), em contrapartida com a via de atribuir um valor padrão a  $D_0$  para um determinado tempo de serviço pretendido. Com efeito, é presumível inferir que a aplicação dos modelos de cálculo da LNEC E465 constitui uma medida mais exigente comparativamente à via prescritiva, o que sugere, perante a ambição de projetar uma estrutura resistente à corrosão em ambiente marítimo (classes XS1 e XS3), que a metodologia de atribuir valores limite à composição do betão (em termos de razão água-cimento, dosagem de cimento e resistência à compressão) se sobrepõe ao método de caracterizar o betão segundo propriedades de desempenho e irá eventualmente providenciar o  $t_L$  de 50 anos conjeturado, aliado a uma maior fiabilidade estrutural (funcionalidade, durabilidade e segurança).

Excetuando os betões constituídos por cimentos com elevadas % de adições incluídos no estudo da classe XS1 (os quais aquando a utilização dos recobrimentos mínimos da classe estrutural S4 já excediam o  $t_L$  de 100 anos), a aplicação de  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6 não possibilitou o alcance do tempo de serviço pretendido (100 anos) nas classes XS1 e XS3 (Figuras B.11 e B.12). Tendo em consideração o baixo desempenho dos betões referenciados ( $t_L < 100$  anos), foi efetuado um incremento de 5 mm a  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6, com o intuito de averiguar a respetiva variação de  $t_L$ . Relativamente à classe XS1 (Figura B.13), o betão de designação E2 foi o único que superou o tempo de serviço pretendido (103 anos), embora seja admissível deduzir que o betão de designação V2 ( $t_L = 81$  anos) atingiu equitativamente o  $t_L$  de 100 anos, em função da margem de erro adotada de 20% inerente à imprecisão dos modelos de cálculo da LNEC E465. Os betões de designação J2, N2 e R2 manifestaram uma ligeira diferença em relação à margem de erro previamente descrita ( $\neq$  de 6, 10 e 3 anos respetivamente), enquanto o betão de designação A2 revelou um  $t_L$  extremamente baixo decorrente do seu elevado  $D_0$  ( $\neq$  de 43 anos associada à margem de erro de 20%). No que diz respeito à classe XS3 (Figura B.14), os betões de designação H2 e Q2 atingiram o tempo de serviço preconizado (98 e 109 anos respetivamente), tendo os remanescentes betões selecionados para o estudo desta classe ficado aquém do  $t_L$  de 100 anos.

Com a finalidade de suprimir a discrepância dos betões supramencionados em termos de  $t_L$ , foi realizado um incremento suplementar de 10 mm às espessuras dos recobrimentos da classe estrutural S6 (Figuras B.15 e B.16). Deste modo, excetuando o betão de designação A2 (o qual manifestou, uma vez mais, um tempo de serviço bastante reduzido – 56 anos), a totalidade dos betões incluídos no estudo da classe XS1 superou o  $t_L$  de 100 anos (aumento de 50 a 53% para os betões de designação J2, N2 e R2 relativamente ao incremento de 5 mm a  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6).

Relativamente à classe XS3, apesar de ter potenciado o aumento de  $t_L$  dos betões de designação Q2 e A2 ( $\approx 57\%$ ), o respetivo incremento de 10 mm aos recobrimentos mínimos da classe estrutural S6 não proporcionou o alcance do tempo de serviço preconizado para os betões referenciados previamente (que não atingiram o  $t_L$  de 100 anos aquando a utilização de  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6 e/ou aquando o incremento inicial de 5 mm).

Em função do desempenho inferior dos betões constituídos por CEM I e/ou CEM II/A na classe XS1 (aquando a utilização de  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6), é possível deduzir que o incremento de 20 mm aos recobrimentos mínimos da classe estrutural S4 constitui uma medida de maior prudência na consecução de um  $t_L$  de 100 anos. No entanto e tendo em consideração que os betões de designação J2, N2 e R2 apenas exibem  $t_L$  ligeiramente superiores ao tempo de serviço pretendido ( $\neq$  de 13, 7 e 16 anos respetivamente), aliado ao facto de o betão de designação A2 ter ficado aquém do  $t_L$  de 100 anos ( $\neq$  de 44 anos), é presumível sugerir a aplicação de medidas complementares de prevenção da corrosão das armaduras, com o intuito de minimizar a ação dos cloretos perante a utilização de betões constituídos por CEM I e/ou CEM II/A na classe XS1. Esta advertência aplica-se simultaneamente aos betões submetidos à elevada agressividade ambiental implícita nas zonas de marés, rebentação e salpicos (classe XS3), independentemente da sua composição, já que, de um modo geral, não atingiram o  $t_L$  de 100 anos, inclusivamente aquando o incremento de 10 mm a  $c_{min,dur}$  da classe estrutural S6.

Com efeito, é possível inferir que os métodos preventivos suplementares de maior eficiência na conjuntura supramencionada (obtenção de um  $t_L$  de 100 anos) consistem na utilização de aços inoxidáveis e na aplicação de prevenção catódica por corrente imposta. No entanto, subsistem outras medidas suscetíveis de complementar a prevenção à corrosão das armaduras, que permitem analogamente prolongar o período de iniciação da corrosão, como o método de revestir as armaduras com resinas epoxídicas, a proteção catódica por ânodos de sacrifício, a incorporação de inibidores de corrosão no betão, a aplicação de produtos hidrofóbicos e de revestimentos superficiais, embora proporcionem, de um modo geral, um menor desempenho à ação dos cloretos relativamente às duas técnicas primeiramente referenciadas. Seguidamente, é realizada uma síntese de cada método, com o intuito de sintetizar as suas vantagens e inconvenientes, face à eventualidade da sua aplicação nos ambientes correspondentes às classes XS1 e XS3.

De forma análoga à análise realizada para o mecanismo da carbonatação, a utilização de aços inoxidáveis constitui uma medida bastante benéfica na consecução de um  $t_L$  de 100 anos aquando a conceção de uma estrutura de betão armado em ambiente marítimo (classes XS1 e XS3), com um considerável decréscimo de intervenções económicas de manutenção e/ou reabilitação. Comparativamente ao aço-carbono, a elevada estabilidade da camada de passivação dos aços inoxidáveis proporciona uma elevada resistência ao *pitting*, já que a sua tolerância ao limite crítico de cloretos é substancialmente superior. *Pietro Pedeferrri* comprova a veracidade desta afirmação, destacando uma utilização fiável dos aços inoxidáveis austeníticos 304L e 316L e/ou dos aços inoxidáveis *duplex* 22-05 em betões alcalinos, com um limite de concentração de cloretos até 5% da massa de cimento (teores que raramente são atingidos), com uma evidente redução deste teor aquando a presença de escamas de soldadura à sua superfície ou perante o decréscimo da alcalinidade do betão [238]. É de importância salientar que a sua utilização seletiva (zonas críticas estruturais) pode reduzir substancialmente os impactos económicos associados à sua aplicação, não subsistindo nenhuma objeção à sua combinação com os aços não ligados [238].

A prevenção catódica é aplicada durante a fase de construção com a finalidade de impedir o início da corrosão das armaduras, através da preservação do potencial do aço num valor inferior ao seu potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ). Ao potenciar a polarização catódica do aço (torna-lo mais eletronegativo) aquando o seu estado de passivação, cujo fluxo de corrente é proveniente de uma fonte externa de alimentação com a possibilidade de ser regulável, esta técnica eletroquímica proporciona o aumento do teor de cloretos necessário para que se possa desencadear o *pitting*, por forma a que o respetivo limite crítico de cloretos não seja atingido durante o período de vida útil de uma estrutura [238]. A prevenção catódica por corrente imposta pode ser aplicada a qualquer tipo de estruturas, desde que subsista um meio, independentemente da sua resistividade, através do qual a corrente elétrica seja transportada por iões. Tendo em consideração que este sistema pressupõe a utilização de um ânodo inerte, material de elevada capacidade de distribuição de corrente e de desgaste ínfimo, a sua substituição periódica é prescindível, facto que é bastante benéfico, nomeadamente na proteção anticorrosiva de determinados locais de difícil acessibilidade. Apesar de ser uma técnica de elevado custo, os efeitos benéficos inerentes à manutenção do estado de passivação das armaduras em função do aumento do teor de cloretos, permitem classifica-la como um método economicamente viável na consecução de um  $t_L$  de 100 anos em ambientes de elevada agressividade (classes XS1 e XS3), já que necessitam de períodos de inspeção e/ou manutenção de aproximadamente 20 a 25 anos.

A proteção catódica por ânodos de sacrifício é uma técnica que pressupõe a utilização de um ânodo com um potencial eletroquímico inferior ao do aço, o qual se corrói preferencialmente, fornecendo eletrões com um efeito idêntico ao sistema de corrente imposta. O desempenho deste sistema aumenta em função da nobreza do material utilizado, o que significa que quanto mais eletronegativo for o seu potencial, maior é a proteção conferida às armaduras, que de acordo com este conceito, se tornam num cátodo. Este método pode ser aplicado com êxito em ambientes de elevado teor de humidade e em zonas de maré, rebentação e salpicos (classes XS1 e XS3), desde que o meio apresente uma reduzida e constante resistividade elétrica (já que perante a sua instabilidade, poderão suceder quedas de corrente suscetíveis de condicionar a proteção das armaduras), nos quais são maioritariamente utilizadas as ligas de zinco e alumínio.

Tendo em consideração o consumo gradual dos ânodos, é necessário realizar a sua substituição periodicamente, circunstância que sugere a sua instalação num local de fácil acessibilidade. Apesar de ser limitada na sua utilização em termos de corrente fornecida à estrutura, a proteção catódica por ânodos sacrificiais não recorre a uma fonte externa de alimentação, o que a qualifica como um sistema economicamente viável, pouco oneroso e de fácil aplicação. O facto de a densidade de corrente não ser regulável, implica a dispensabilidade do respetivo controlo e monitorização, embora o seu período de vida útil seja usualmente bastante curto (aproximadamente 10 anos).

Apesar do registo de más experiências e inerente reconsideração da sua aplicação por parte dos projetistas, o método de revestir as armaduras com resinas epoxídicas têm sido preconizado como uma técnica de elevada durabilidade em estruturas de betão armado, com a capacidade de proporcionar períodos de vida útil superiores a 40 anos, associada às suas propriedades de aderência e isolamento do aço (barreira física) contra a ação dos cloretos, proporcionando a supressão das regiões catódicas. Contudo, perante defeitos e/ou danos no revestimento, subsiste a eventualidade dos varões ficarem expostos aos agentes agressivos suscetíveis de promover ataques localizados, o que sustenta a elevada dependência da eficácia desta técnica na integridade do revestimento. Com efeito, o processo de fabrico e as práticas locais deverão ser dirigidos por forma a obterem-se varões revestidos sem falhas, nomeadamente nas operações de manuseamento, corte e dobragem dos varões, armazenamento e soldadura.

Apesar do custo das armaduras revestidas com resinas epoxídicas ser cerca do dobro dos aços não revestidos, esta técnica é avaliada como economicamente viável na prevenção à corrosão, podendo, inclusivamente, em casos particulares, ser utilizada de forma seletiva nas áreas estruturais de maior vulnerabilidade, embora subsista a necessidade de se proceder ao isolamento elétrico das armaduras não revestidas. Aquando a sua incorporação no betão de forma apropriada, as armaduras com resinas epoxídicas exigem uma menor intervenção a nível de manutenção, em relação a outros métodos de proteção como os revestimentos de superfície.

Os inibidores de corrosão são substâncias químicas (na forma de pó, líquido ou gel) utilizadas para prevenir a corrosão das armaduras nas estruturas de betão armado em ambiente marítimo, particularmente nas zonas de maré, rebentação e salpicos (classe XS3), associada à sua capacidade em induzir alterações químicas à superfície do aço e/ou auxílio na formação da película de passivação. Esta técnica constitui uma alternativa a outros métodos de proteção devido ao seu baixo custo e facilidade de aplicação, sem quaisquer exigências a nível de manutenção ou equipamento. Aquando a sua aplicação durante o processo de fabrico do betão, deverá ser equacionada a sua concentração crítica propícia à proteção das armaduras (já que quando adicionados numa concentração inadequada são suscetíveis de intensificar o *pitting*), por forma a não provocar efeitos indesejáveis nas propriedades do betão. Os inibidores de corrosão são classificados em função da sua competência no bloqueio das reações anódica, catódica ou ambas, respetivamente, inibidores anódicos, catódicos e mistos.

O nitrito de cálcio é o principal inibidor de corrosão compatível com o betão armado, que quando adicionado numa determinada concentração possibilita a reatividade dos seus iões constituintes com os iões ferrosos, fortalecendo e suprimindo os defeitos e imperfeições da película passiva (e simultaneamente impedindo a reação dos cloretos com os iões ferrosos). O seu principal inconveniente traduz-se na quantificação da sua dosagem (por forma a prolongar o período de iniciação da corrosão), aliada ao facto de que, perante um betão de boa qualidade, não deverá ser suscetível de substituição durante aproximadamente 20 anos, o que em função do seu consumo gradual, implica a realização de uma inspeção periódica, com o intuito de assegurar a preservação da sua funcionalidade, desempenho e durabilidade.

A impregnação hidrofóbica constitui igualmente uma medida complementar de elevada eficácia e ampla utilização na prevenção da corrosão das armaduras em ambientes contaminados por cloretos, já que prolonga consideravelmente o período de iniciação da corrosão. A finalidade dos tratamentos hidrofóbicos, cuja aplicabilidade é limitada a superfícies isentas de gradientes hidráulicos – superfícies verticais nas zonas de maré, rebentação e salpicos (classe XS3), traduz-se na reatividade de fluidos de reduzida viscosidade e boa capacidade de penetração, cremes ou géis com o betão, por forma a criar uma superfície repelente à água ou soluções aquosas portantes de agentes agressivos, minimizando o seu ingresso no sistema de poros cimentício, particularmente quando o mecanismo de transporte se processa por sucção capilar. Para além de reduzirem a absorção de água resultante das modificações químicas que exercem nas paredes capilares, os produtos de natureza hidrofoba possibilitam a evaporação da humidade do betão, o que condiciona significativamente a taxa de corrosão, associada ao decréscimo da quantidade de solução eletrolítica para efetuar o transporte iónico e promover as reações eletroquímicas. No entanto, aquando a aplicação de produtos hidrofóbicos, entre os quais se destacam o grupo dos silicones (silanos, siloxanos, etc.) e os estearatos metálicos, deverá ser garantida a sua penetração nos poros capilares, a sua máxima dosagem admissível e a sua compatibilidade química com o betão, por forma a garantir a longevidade dos seus efeitos.

Os revestimentos de superfície, os quais foram alvo de recomendação com o intuito de auxiliar a consecução de um  $t_L$  de 100 anos na análise do fenómeno da carbonatação, representam analogamente uma medida bastante vantajosa na minimização do ingresso de cloretos no betão, nomeadamente quando os mecanismos de transporte se processam por sucção capilar, difusão e permeação, o que significa que abrangem a agressividade ambiental implícita nas classes XS1 e XS3. Associada às suas propriedades de aderência e capacidade de formação de uma película protetora, contínua e impermeável (funcionalidade de barreira física), este sistema de proteção superficial proporciona, para além do aumento da resistência do betão ao ingresso de cloretos, a minimização da difusibilidade do  $O_2$  e humidade, que constituem os parâmetros imprescindíveis para a iniciação da corrosão. No que diz respeito ao impacto económico, necessidade de manutenção periódica, período de vida útil (aproximadamente 10 a 15 anos) e compatibilidade com os requisitos da NP EN 1504-2:2006 (propriedades de desempenho), aplica-se o raciocínio adotado aquando a sua utilização com o intuito de suprimir a ação do  $CO_2$  e de forma equivalente para os produtos de natureza hidrófoba.

## 6.7 Síntese das conclusões obtidas no caso de estudo

A Figura 6.4 sintetiza as conclusões obtidas no presente caso de estudo.

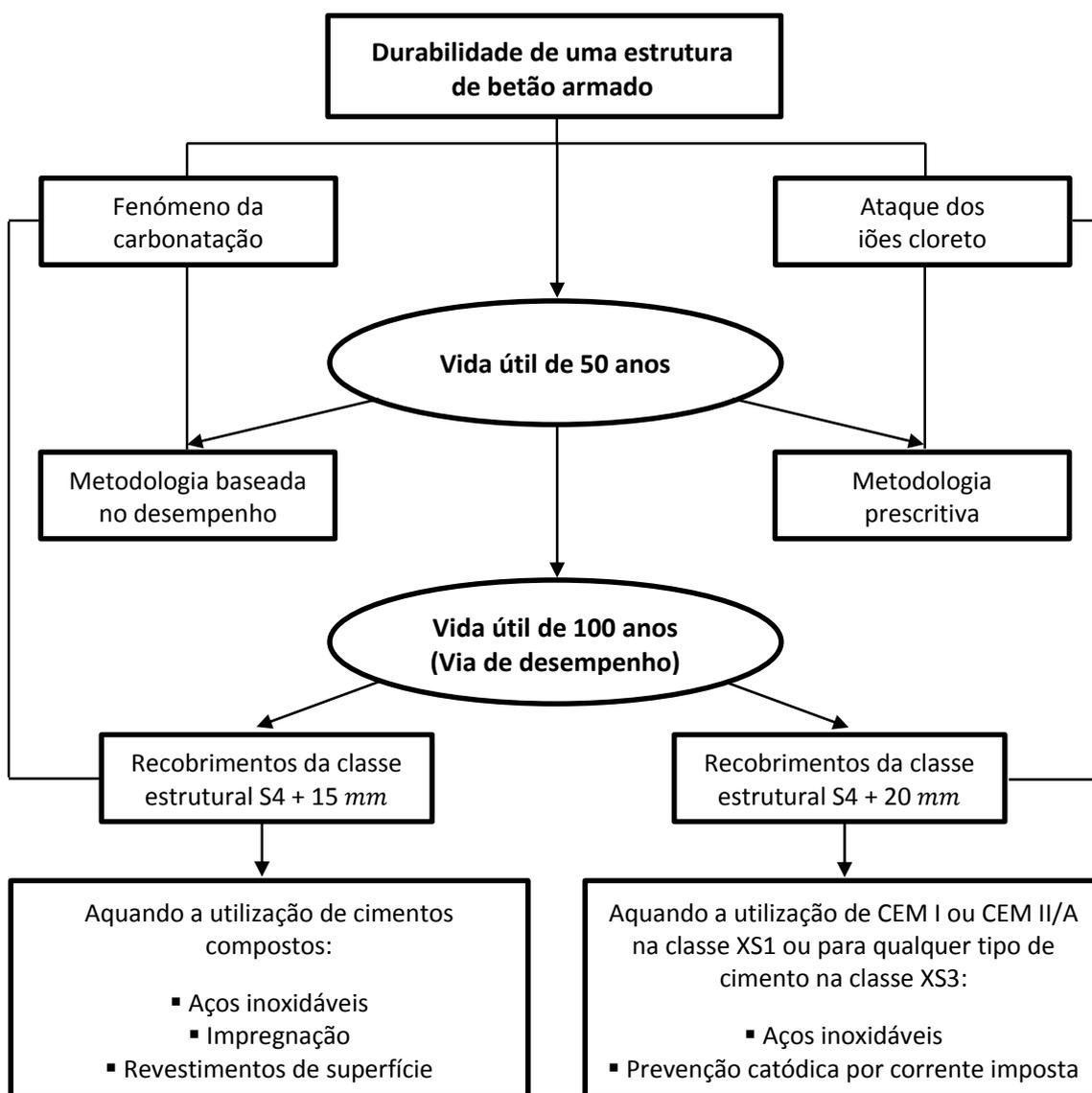


Figura 6.4 – Princípios, requisitos e métodos para obtenção de durabilidade numa estrutura de betão armado



## 7 Conclusões e desenvolvimentos futuros

### 7.1 Conclusões

#### 7.1.1 Causas da corrosão das armaduras em estruturas de betão armado

A corrosão das armaduras é a principal causa e origem de deterioração das estruturas de betão armado, cujo mecanismo resulta da formação de uma célula eletroquímica, na qual o betão atua como eletrólito e as armaduras como condutores eletrónicos.

O betão armado é inicialmente um material de construção com boa durabilidade, como consequência do efeito de barreira física proporcionado pelo betão de recobrimento e devido à sua elevada alcalinidade (pH de 12 a 14), decorrente maioritariamente da presença de hidróxidos de cálcio, que favorece a formação de uma camada de passivação à superfície do aço. Esta película estável de óxidos de ferro, protetora e aderente previne a corrosão das armaduras, mas o ingresso de agentes agressivos através do betão de recobrimento potencia a criação das condições propícias à sua destruição e o desencadeamento da corrosão.

Os principais agentes responsáveis por este fenómeno eletroquímico são o dióxido de carbono, o qual provoca o decréscimo da alcalinidade do betão (carbonatação) e subsequente destruição generalizada da camada de passivação e os iões cloreto que, apesar de não interferirem na natureza alcalina do betão, quando excedem um teor crítico no sistema de poros cimentício, estimulam a reatividade anódica e a rutura pontual da película passivante.

Como resultado das reações eletroquímicas que ocorrem na solução porosa do betão, formam-se vários produtos de corrosão de características altamente expansivas, que ao se acumularem na interface aço-betão provocam um aumento significativo de volume, originando elevadas tensões internas e consequente fendilhação e/ou delaminação e destacamento do betão de recobrimento, comprometendo a capacidade resistente estrutural.

#### 7.1.2 Projeto, execução e inspeção

Não subsiste nenhum fator individual que permita por si só avaliar a resistência do betão à penetração de  $CO_2$  e  $Cl^-$ , pelo existe uma multiplicidade de parâmetros condicionantes do seu ingresso e progressão no sistema de poros cimentício, para além de uma adequada espessura do recobrimento e de uma reduzida permeabilidade, que constituem os critérios de maior influência na obstrução dos agentes agressivos, oxigénio e humidade.

A permeabilidade é variável com a razão água-cimento, dosagem e tipo de ligante, bem como o processo de cura do betão, pelo que estes constituem os fatores de ação determinante na dimensão e conectividade do sistema de poros capilares e consequentemente na velocidade e profundidade de penetração do  $CO_2$  e  $Cl^-$ .

À medida que diminui a razão água-cimento advêm efeitos benéficos na permeabilidade da camada superficial do betão, que se traduzem numa inferior difusibilidade dos agentes agressivos. Uma maior dosagem de ligante favorece a combinação química do  $CO_2$  e  $Cl^-$  e respetivamente uma menor velocidade de carbonatação e redução do teor de cloretos livres suscetível de se difundir até ao nível das armaduras. A introdução de adições no betão apresenta simultaneamente consequências benéficas e prejudiciais na conservação do estado de passivação das armaduras. Com efeito, a adição de materiais pozolânicos provoca o decréscimo do conteúdo das reservas alcalinas do betão, a sua maior reatividade com o  $CO_2$  e o aumento da velocidade de carbonatação. De outro modo, a incorporação destes materiais inorgânicos, finamente divididos, potencia a formação de uma quantidade suplementar de  $CSH$  e inerente refinamento da estrutura porosa.

A prática de uma adequada metodologia e período de cura detém um efeito preponderante na obtenção das propriedades máximas de resistência e no grau de hidratação das partículas superficiais da matriz cimentícia, pelo que condiciona os mecanismos de transporte dos agentes agressivos e a permeabilidade do betão.

Os inúmeros casos de deterioração prematura das estruturas de betão armado, particularmente em ambiente marítimo, são provenientes de um não cumprimento dos requisitos impostos pela normalização, os quais garantem em função das classes de exposição ambiental e presumíveis processos de degradação períodos de vida útil de 50 e/ou 100 anos, nas diversas etapas de construção. Para além de não se cumprirem as exigências prescritivas na execução, que se traduzem em insuficientes espessuras e má qualidade do betão de recobrimento, o projeto de estruturas de betão armado foca-se sobretudo na resistência estrutural, não tendo em consideração a componente temporal de desempenho e a diversidade de condições ambientais.

A prevenção da corrosão das armaduras inicia-se na fase de projeto mediante a definição do período de vida útil pretendido, a adoção de detalhes geométricos e pormenorizações construtivas da menor complexidade possível, aliados à seleção de produtos, materiais e sistemas de proteção compatíveis com as especificações, em função da consciencialização das condições ambientais expectáveis e respetiva variabilidade, de modo a obter uma adequada espessura de recobrimento, uma reduzida permeabilidade e elevada resistividade elétrica do betão. É de importância salientar que o Eurocódigo 2 estabelece os valores limite admissíveis para a largura das fendas, bem como os diâmetros e espaçamentos máximos dos varões para o controlo da fendilhação do betão, que provoca a redução do percurso dos agentes agressivos até às armaduras.

De forma equivalente, a fase de execução detém uma ação determinante no desenvolvimento de todas as características e propriedades pretendidas para o betão. Com efeito, as cofragens deverão ser de elevada estabilidade, rigidez e estanquidade por forma a confinarem o betão até ao seu suficiente endurecimento, preservando a integridade dos elementos estruturais. Os varões deverão ser posicionados e espaçados de modo a garantir o total envolvimento das armaduras pelo betão, enquanto os espaçadores deverão ser aplicados corretamente para assegurar a correspondência entre os valores reais e os estipulados para as espessuras do recobrimento. As operações de colocação e compactação do betão deverão ser executadas adequadamente, já que desempenham um papel fundamental na minimização da segregação e na obtenção de um betão pouco permeável e de elevada compacidade. Analogamente ao que foi supramencionado, o processo de cura constitui uma etapa essencial, pelo que deverá ser praticado de forma a facultar as condições de humidade e temperatura inerentes à maximização das reações de hidratação da matriz cimentícia.

As falhas e/ou erros associadas à fase de execução são suscetíveis de acelerar consideravelmente o fenómeno da corrosão e prejudicar os esforços exercidos na fase de projeto, o que evidencia a necessidade de se efetuar uma intervenção antecipada, competente, e infalível de inspeção, supervisão e controlo de qualidade dos requisitos prognosticados, com o intuito de identificar fragilidades nas várias etapas envolvidas na execução da obra.

Por forma a alcançar um elevado grau de durabilidade, desempenho, fiabilidade (requisitos de utilização, funcionalidade e segurança) e uma otimização dos custos, minimizando os processos de degradação intrínsecos à corrosão das armaduras, é primordial estabelecer uma conectividade e atuação criteriosas das fases de projeto, execução e inspeção, assegurando a sua conformidade com os requisitos normativos na globalidade de uma estrutura. Preconiza-se igualmente a elaboração de um projeto de durabilidade autónomo e adequado, no qual a durabilidade estrutural é o componente mais importante.

### 7.1.3 Projeto de durabilidade

O projeto de durabilidade não pode focar-se exclusivamente na proteção conferida pela barreira física do recobrimento para resistir aos processos de deterioração. Mesmo quando são cumpridos os requisitos normativos e perante ambientes expectáveis de elevada corrosividade ou tempos de serviço de longa duração, o betão é suscetível de perder as suas propriedades de proteção e desencadear-se o processo de corrosão prematuramente. Tendo em consideração que o desempenho estrutural é bastante sensível aos seus defeitos, subsiste a possibilidade de serem aplicados métodos complementares de prevenção da corrosão das armaduras, embora tais medidas não constituam uma alternativa à mencionada qualidade e espessura do betão de recobrimento.

Como resultado do caso de estudo efetuado, relativo a uma análise comparativa entre a via prescritiva (exigências de composição do betão) e a via de atribuir propriedades de desempenho ao betão (exigências de desempenho), é possível deduzir que a metodologia de caracterizar o betão através da  $R_{C65}$  viabiliza, de um modo geral, a obtenção de períodos de vida útil de projeto superiores para as classes XC3 e XC4 com a excedência do limite temporal de 50 anos, na qual se destaca o desempenho dos CEM I e/ou CEM II/A em relação ao grupo dos cimentos com elevadas percentagens de adições, devido ao seu teor superior de produtos alcalinos e subsequente reatividade e consumo mais lentos do  $Ca(OH)_2$  pelo  $CO_2$ .

No que diz respeito à análise realizada a  $D_0$ , em função da compatibilidade dos betões selecionados com os requisitos impostos para os valores limite da composição do betão pela LNEC E464 (tal como para a carbonatação), é presumível inferir que a metodologia prescritiva possibilita a obtenção do período vida útil preconizado de 50 anos para as classes XS1 e XS3, em contrapartida com a via de atribuir um valor a  $D_0$  para um determinado tempo de serviço pretendido. No entanto, aquando a aplicação dos modelos de cálculo da LNEC E465, evidencia-se o elevado desempenho dos cimentos com adições pozolânicas e hidráulicas latentes na classe XS1, associado à formação de produtos de hidratação bastante finos e à sua capacidade em produzir uma quantidade suplementar de  $CSH$ , com o refinamento da estrutura porosa e diminuição da sua dimensão e conectividade, comparativamente aos CEM I e/ou CEM II/A.

Particularizando a conceção de uma estrutura de betão armado com uma vida útil de 100 anos e perante a eventualidade da aplicação da metodologia baseada no desempenho, conclui-se que o incremento de 15 mm à espessura dos recobrimentos da classe estrutural S4 constitui uma medida de maior prudência na consecução do período de vida útil referenciado para as classes XC3 e XC4, aliado à advertência de medidas complementares de prevenção da corrosão das armaduras, com o intuito de minimizar a ação do  $CO_2$  aquando a utilização de cimentos com elevadas percentagens de adições. Neste contexto, as técnicas de maior eficiência consistem na utilização de aços inoxidáveis e na aplicação de sistemas de proteção superficial do betão, tais como os revestimentos de superfície e os produtos de impregnação.

De forma distinta e relativa ao ataque dos iões cloreto, o aumento de 20 mm aos recobrimentos mínimos da classe estrutural S4 proporciona uma maior segurança na consecução de um tempo de serviço de 100 anos, com a simultânea recomendação de métodos suplementares de prevenção, por forma a atenuar os efeitos associados aos  $Cl^-$  perante a utilização de betões constituídos por CEM I e/ou CEM II/A na classe XS1 e para qualquer tipo de cimento na classe XS3. Nesta circunstância, os sistemas de proteção mais eficazes compreendem a utilização de aços inoxidáveis e a aplicação de prevenção catódica por corrente imposta, embora subsistam outras técnicas suscetíveis de viabilizar o prolongamento do período de iniciação da corrosão, tais como os revestimentos epoxídicos das armaduras, a proteção catódica por ânodos de sacrifício, os inibidores de corrosão, a impregnação hidrofóbica e os revestimentos de superfície.

## 7.2 Desenvolvimentos futuros

De acordo com a revisão bibliográfica concretizada na presente dissertação acerca dos princípios, causas, efeitos, fatores condicionantes e métodos relacionados com a prevenção da corrosão das armaduras, bem como os requisitos e exigências de durabilidade que admitem prolongar os períodos de vida útil de uma estrutura de betão armado em conformidade com a análise comparativa efetuada entre a via prescritiva e a metodologia de atribuir propriedades de desempenho ao betão, o objetivo deste subcapítulo consiste em propor, de uma forma genérica, sugestões e/ou orientações para o desenvolvimento e prossecução científicos dos conteúdos abordados nesta temática, os quais são sinteticamente descritos de seguida:

- desenvolver uma investigação focada na ação sinérgica dos iões cloreto e do dióxido de carbono, com o intuito de analisar aprofundadamente os efeitos decorrentes da interação simultânea de ambos os fenómenos de despassivação na deterioração prematura das estruturas de betão armado, já que subsistem escassos estudos desenvolvimentos nesta temática, particularmente no que diz respeito à modelação analítica que possibilita a previsão dos períodos de vida útil e tendo em consideração que o modelo de cálculo apresentado pela LNEC E465 atribui valores indicativos de desempenho às propriedades do betão para um determinado tempo de serviço pretendido e em função de uma classe de exposição singular, não contabilizando a suscetibilidade de ocorrência de uma combinação de classes de exposição;
- elaborar um vasto conjunto de ensaios de resistência à carbonatação, segundo a LNEC E391, em função da extrema dificuldade na aquisição de coeficientes de  $R_{C65}$  em conformidade com os valores limite prescritos para a composição do betão pela LNEC E464 aquando a realização do caso de estudo da presente dissertação, nomeadamente de betões constituídos por cimentos com adições minerais, pozolânicas e hidráulicas latentes e fazendo variar os parâmetros da razão água-cimento e dosagem de ligante, perante a eventualidade da concretização de uma análise idêntica à efetuada;
- realizar um estudo na temática da combinação dos sistemas de prevenção complementares da corrosão das armaduras (já que não foi desenvolvida minuciosamente na presente dissertação a possibilidade dos sistemas de prevenção complementares da corrosão das armaduras serem aplicados em simultâneo), em função dos diferentes mecanismos de atuação dos métodos de proteção e dos variados tipos, formas e origem de ataque dos agentes agressivos, o fato de uns serem suscetíveis de se conjugar melhor com outros perante a diversidade de condições ambientais e inclusivamente a eventualidade de subsistir mais do que uma classe de exposição representativa dos presumíveis processos de degradação, com base em práticas anteriores, dados recolhidos e diagnósticos efetuados relativos a uma deterioração prematura das estruturas de betão armado aquando a utilização individual de uma técnica de proteção, já que não subsiste nenhuma medida fidedigna e/ou apropriada para a multiplicidade de tipos e condições de aplicação, pelo que cada sistema de proteção anticorrosivo detém um desempenho distinto, vantagens e inconvenientes, bem como diferentes custos associados;
- efetuar uma investigação direcionada a outros modelos que possibilitem a estimativa dos períodos de vida útil das estruturas de betão armado baseados no desempenho estrutural, envolvendo outras variáveis não contabilizadas no modelo de cálculo das propriedades de desempenho do betão apresentado pela LNEC E465, utilizando composições semelhantes às selecionadas na presente dissertação ou compatíveis com as exigências prescritivas da LNEC E464, com a finalidade de comparar os resultados e validar as conclusões obtidas relativas aos requisitos que proporcionam uma maior fiabilidade estrutural, perante a conceção de estruturas de betão armado duráveis por 50 anos e/ou 100 anos;

- concretizar um estudo estatístico com recurso a uma análise de multivariáveis (como por exemplo utilizando a ferramenta ANOVA), por forma a determinar qual o parâmetro de maior influência na resistência do betão aos fenómenos de despassivação das armaduras e inerentemente no prolongamento do tempo de serviço de uma estrutura de betão armado, particularmente no que diz respeito aos vários critérios que definem o conceito de permeabilidade do betão, que constitui o fator crítico a nível de durabilidade, particularmente em ambientes marítimos;

- proceder a uma análise idêntica à realizada (comparação entre a via prescritiva e a metodologia de atribuir propriedades de desempenho ao betão) fundamentada numa coletânea distinta de coeficientes  $R_{C65}$  e  $D_0$  (provenientes de ensaios laboratoriais e compatíveis com os requisitos prescritivos da LNEC E464) ou mediante a concretização de vários ensaios experimentais para a quantificação das referidas propriedades do betão e fixando determinados parâmetros das respetivas composições, isto é, para um determinado tipo de cimento fazer variar as percentagens de adições quase inertes, pozolânicas ou hidráulicas latentes, a razão água-cimento e a dosagem de ligante sob incrementos pré-definidos, por forma a averiguar a compatibilidade dos resultados e conclusões obtidas na presente dissertação, relativamente à conceção de uma estrutura de betão armado durável por 50 e/ou 100 anos, incluindo a análise do modelo de cálculo relativo ao período de iniciação da corrosão devido ao fenómeno da carbonatação, através do coeficiente de permeabilidade ao ar do betão de recobrimento.



## Referências bibliográficas

- [1] NP EN ISO 8044. 2003. **Corrosão de metais e ligas: Termos básicos e definições** (ISO 8044:1999). Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.
- [2] FERNANDES, João Salvador, MONTEMOR, Fátima – **Corrosão: Prevenção e Proteção. Ciência e Engenharia de Materiais de Construção** In. Lisboa: 1ª ed. 2012. ISBN 078-989-8481-17-7. Pt. 15, p. 773-812.
- [3] GEMELLI, Enori – **Corrosão de Materiais Metálicos e sua caracterização**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2001. ISBN 85-216-1290-7
- [4] GENTIL, Vicente – **Corrosão**. 3ª ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1996. ISBN 85-216-1055-6
- [5] PONTE, Dr. Haroldo – Disciplina: Eletroquímica Aplicada e Corrosão TQ-417. **Fundamentos da Corrosão** [Em linha]. [Consult. 2 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.gea.ufpr.br/arquivos/lea/material/Fundamentos%20da%20Corrosao.pdf>>.
- [6] HELENE, Paulo – **Durabilidade dos métodos de reparação das estruturas degradadas por corrosão**. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN 972-49-1707-X. Pt. 15, p. 1-12.
- [7] PIMENTA, Gutemberg de Souza – **Corrosão** [Em linha]. [Consult. 4 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.iope.com.br/3i\\_corrosao.htm](http://www.iope.com.br/3i_corrosao.htm)>.
- [8] JONES, Denny A. – **Principles and prevention of Corrosion**. 2<sup>nd</sup> ed. New Jersey, 1996. ISBN 0-13-359993-0.
- [9] NUNES, Valentim M. B. – **Eletroquímica e Corrosão: Corrosão** [Em linha]. Escola superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Tomar. [Consult. 5 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.docentes.ipt.pt/valentim/ensino/corrosao.pdf>>.
- [10] Azevedo, Carlos Alberto Cabral, WORMSBECKER, Luiz Eduardo – **Curso de Estruturas Metálicas: Corrosão** [Em linha]. [Consult. 13 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.cesec.ufpr.br/metallica/>>.
- [11] CALDEIRA, João Paulo Elias – **Estudo da resistência à corrosão de ligas de magnésio para a Indústria Automóvel** [Em Linha]. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2011. [Consult. 14 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/467/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>>.
- [12] PANNONI, Fábio Domingos – **Fundamentos da Corrosão** [Em linha]. [Consult. 13 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://colegiometa.yolasite.com/resources/Fundamentos\\_da\\_corros%C3%A3o.pdf](http://colegiometa.yolasite.com/resources/Fundamentos_da_corros%C3%A3o.pdf)>.
- [13] CASIMIRO, Paulo Jorge Nico – **Materiais de contacto com água para consumo humano, mecanismos de degradação e contaminação** [Em linha]. Faculdade de Ciências e Tecnologias Universidade Nova de Lisboa, 2010. [Consult. 13 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://run.unl.pt/bitstream/10362/5086/1/Casimiro\\_2010.pdf](http://run.unl.pt/bitstream/10362/5086/1/Casimiro_2010.pdf)>.

- [14] SANTOS, Rui – **Efeito da temperatura de recozimento de solubilização na resistência à corrosão e mecânica de aços inoxidáveis duplex** [Em linha]. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. [Consult. 13 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/58678/2/Texto%20integral.pdf>>.
- [15] SCHWEITZER, Philip A. – **Encyclopedia of Corrosion Technology**. 2<sup>nd</sup> ed. Marcel Dekker, 2014. ISBN 978-0824748784.
- [16] AGENCY, European Aviation Safety – **Types of corrosion** [Em linha]. [Consult. 17 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <https://cld.pt/dl/download/bae00484-bbe0-4533-aef5-3e95f9ed72f0/LICEN%C3%87A/b1/6%20-%20Materiais/Mod06/MOM%20Mod6%20Cap4b%20Corrosao.pdf>>.
- [17] SCHEID – **Corrosão: Análise de Falhas** [Em linha]. Universidade Federal do Paraná [Consult. 18 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <ftp://ftp.demec.ufpr.br/disciplinas/TM049/Aula%208%20-%20Corros%3e.pdf>>.
- [18] LOURENÇO, Zita – **Custos da Corrosão** [Em linha]. [Consult. 16 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.zetacorr.com/?p=677>>.
- [19] DIAMANTINO, Teresa Cunha – **Corrosão e proteção de materiais** [Em linha]. vol. 31, n.º2 (2012) p. 28-54. [Consult. 16 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.Ineg.pt/download/5887/LNEG%20ED2\\_final.pdf](http://www.Ineg.pt/download/5887/LNEG%20ED2_final.pdf)>. ISSN 2182-6587.
- [20] MALFATII, Célia de Fraga [et. al] – **Corrosão-Fadiga**. [Consult. 18 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.ufrgs.br/lapec/wa\\_files/corros\\_c3\\_a3o-fadiga.pdf](http://www.ufrgs.br/lapec/wa_files/corros_c3_a3o-fadiga.pdf)>.
- [21] BERTOLINI, Luca [et. al] – **Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair**. 1<sup>st</sup> ed. Wiley, 2004. ISBN 3-527-30800-8.
- [22] MOREIRA, Marcelo F. – **Tratamentos térmicos dos aços** [Em linha]. [Consult. 20 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.dalmolim.com.br/EDUCACAO/MATERIAIS/Bibliomat/tratterm.pdf>>.
- [23] BASF, The Chemical Company – **Norma Europeia EN 1504: Um guia ilustrado, simplificado para todos os intervenientes na reparação do betão**. [Em linha]. [Consult. 12 Junho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.basf.pt/ecp3/Portugal/pt/function/conversions:/publish/content/Products\\_Industries/Solutions/Construction\\_solutions/Download\\_center/Uploads/norma\\_europeia\\_1504.pdf](http://www.basf.pt/ecp3/Portugal/pt/function/conversions:/publish/content/Products_Industries/Solutions/Construction_solutions/Download_center/Uploads/norma_europeia_1504.pdf)>
- [24] SILVA, Paulo – **Comportamento de estruturas de betão reforçadas por colagem exterior de sistemas de CFRP** [Em linha]. [Consult. 12 Junho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/10946>>.
- [25] SOUSA, José – **Inspeção e reabilitação de estruturas segundo a NP EN 1504: CASO DE OBRA** [Em linha]. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2011. [Consult. 12 Junho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/61956/1/000150013.pdf>>.

[26] NP EN 1504-9. 2009. **Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão: Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade** – Parte 9: Princípios gerais para a utilização de produtos e sistemas. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.

[27] ANDRADE, Carmen [et. al] – **Manual de Inspeccion, Evaluacion y Diagnostico de Corrosion en Estructuras de Hormigon Armado**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 1998. ISBN 980-296-541-3.

[28] BROOMFIELD, John P. – **Corrosion of steel in concrete: Understanding, Investigation and Repair**. 1<sup>st</sup> ed. New York, 1997. ISBN 0-419-19360-7.

[29] LOURENÇO, Zita – **Corrosão e proteção de Materiais: Proteção catódica de estruturas de betão armado** [Em linha]. vol. 26, n.º 3 (2007) p. 79-85. [Consult. 25 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.scielo.oces.mctes.pt/pdf/cpm/v26n3/v26n3a02>>. ISSN 0870-1164.

[30] SILVA, Tomás – **Análise técnico-económica de alguns tipos de reparação de estruturas de betão armado expostas a um ambiente marítimo** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2007. [Consult. 25 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395137461423/An%20E1lise%20T%20E9cnico%20econ%20F3mica%20de%20alguns%20tipos%20de%20repara%20E7%20E3o%20de%20estruturas%20de%20bet%20E3o%20armado%20expostas%20a%20um%20ambiente%20mar%20EDtimo.pdf>>.

[31] SILVA, Joana – **Métodos eletroquímicos para Prevenção da Deterioração e Reparação das Estruturas de betão armado: Proteção catódica, Dessalinização e Realcalinização** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2007. [Consult. 25 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395137460817/Disserta%20E7%20E3o.pdf>>.

[32] BAXTER, Jim – **Proteção catódica Offshore: O que é e como funciona?** [Em linha]. [Consult. 25 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.cathodicprotection101.com/protacao-catodica.htm>>.

[33] PANOSSIAN, Zehbour [et. al] – **Proteção catódica de estruturas de concreto** [Em linha]. São Paulo: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2013. vol. 6, n.º 2 [Consult. 26 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952013000200002&script=sci\\_arttext](http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952013000200002&script=sci_arttext)>. ISSN 1983-4195.

[34] LOURENÇO, Zita – **Proteção Catódica e Extração eletroquímica de cloretos: Fundamentos e Casos Práticos** [Em linha]. São Paulo: 53º congresso brasileiro do concreto RILEM/IBRACON, 2011. [Consult. 27 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.ibracon.org.br/eventos/53cbc/pdfs/Zita\\_Lourenco.pdf](http://www.ibracon.org.br/eventos/53cbc/pdfs/Zita_Lourenco.pdf)>.

[35] LOURENÇO, Zita – **Prevenção catódica aplicada a estruturas de betão armado** [Em linha]. [Consult. 26 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.zetacorr.com/?p=711>>.

[36] **Proteção Catódica** [Em linha]. [Consult. 26 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.ufrgs.br/lapec/wa\\_files/prote\\_c3\\_a7\\_c3\\_a3o\\_20cat\\_c3\\_b3d.pdf](http://www.ufrgs.br/lapec/wa_files/prote_c3_a7_c3_a3o_20cat_c3_b3d.pdf)>.

[37] **Capítulo 3: Controle da Corrosão** [Em linha]. [Consult. 26 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5840747/216/ApostilaDPMparte2.pdf>>.

[38] PEDEFERRI, Pietro – **Proteção e Prevenção Catódica**. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN. 972-49-1707-X. Pt. 12, p. 1-22.

[39] **Proteção Catódica contra a Corrosão** [Em linha]. [Consult. 27 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://piniweb.pini.com.br/construcao/noticias/protecao-catodica-contra-a-corrosao-80088-1.aspx>>.

[40] GALVÃO, Mariana Machado – **Efeito do Potencial de Proteção Catódica na Corrosão Microbiologicamente Induzida** [Em linha]. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008. [Consult. 27 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://tpqb.eq.ufjr.br/download/efeito-do-potencial-de-protecao-catodica.pdf>>.

[41] SALTA, Maria Manuela [et. al] – **Durable Transport Infrastructure in Atlantic Area Network: Maintenance and Repair of Transport Infrastructure TECHNICAL GUIDE Concrete Structures PART IV: Repair Methods Vol. 4** [Recurso Eletrónico]. Lisboa: Laboratório nacional de Engenharia Civil, 2012. CD-ROM. ISBN 978-972-49-2238-6.

[42] **Proteção Catódica por ânodos de sacrifício** In. Infopédia [Em linha]. Porto: Porto Editora, 2014. [Consult. 28 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.infopedia.pt/\\$proteccao-catodica-por-anodos-de-sacrificio](http://www.infopedia.pt/$proteccao-catodica-por-anodos-de-sacrificio)>.

[43] BASHAM, Donald L. [et. al] – **Unified Facilities Criteria (UFC) Electrical Engineering Cathodic Protection** [Em linha]. Hyattsville: Department of Defense United States of America, 2004. [Consult. 27 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc\\_3\\_570\\_02n.pdf](http://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc_3_570_02n.pdf)>.

[44] CORREIA, M. J., SALTA, Maria Manuela – **Armaduras de Aço Inoxidável como Medida Preventiva da Corrosão no Betão Armado** [Em linha]. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: BE2004 – Encontro Nacional Betão Estrutural, 2004. ISBN 972-752-070-7. vol. 1, p. 267-274.

[45] CARBÓ, Hector Mario – **Aços inoxidáveis: aplicações e especificações** [Em linha]. São Paulo: 2008 [Consult. 25 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.aperam.com/brazil/port/produtos\\_servicos/sucroalcooleiro/pdfs/apostila\\_tecnica.pdf](http://www.aperam.com/brazil/port/produtos_servicos/sucroalcooleiro/pdfs/apostila_tecnica.pdf)>.

[46] FELICIANO, Filipa – **Corrosão do Aço inoxidável em estruturas de Betão** [Em linha]. Faculdade de Ciências Universidade de Lisboa, 2012. [Consult. 24 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://repositorio.ul.pt/bitstream/10451/8838/1/ulfc104273\\_tm\\_Filipa\\_Feliciano.pdf](http://repositorio.ul.pt/bitstream/10451/8838/1/ulfc104273_tm_Filipa_Feliciano.pdf)>.

[47] GONÇALVES, Andreia – **Efeitos Galvânicos na Utilização Seletiva do Aço Inoxidável no Betão** [Em linha]. Faculdade de Ciências Universidade de Lisboa, 2013. [Consult. 24 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://repositorio.ul.pt/bitstream/10451/10255/1/ulfc106056\\_tm\\_Andreia\\_Gon%C3%A7alves.pdf](http://repositorio.ul.pt/bitstream/10451/10255/1/ulfc106056_tm_Andreia_Gon%C3%A7alves.pdf)>.

[48] COLAÇO, Rogério – **AÇOS. Ciência e Engenharia de Materiais de Construção** In. Lisboa: 1ª ed., 2012. ISBN 078-989-8481-17-7. Pt. 6, p. 321-357.

[49] TAVARES, Cláudia – **Monitorização da Resistência à Corrosão Localizada do Aço Inoxidável no Betão** [Em linha]. Faculdade de Ciências Universidade de Lisboa, 2013. [Consult. 25 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://repositorio.ul.pt/bitstream/10451/10352/1/ulfc106069\\_tm\\_Claudia\\_Tavares.pdf](http://repositorio.ul.pt/bitstream/10451/10352/1/ulfc106069_tm_Claudia_Tavares.pdf)>.

[50] SALTA, Maria Manuela, FONTINHA, Isabel Rute, – **Utilização de armaduras revestidas e de materiais resistentes à corrosão. Introdução de inibidores.** Seminário da Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN 972-49-1707-X. Pt. 6, p. 1-23.

[51] POLITO, Giulliano – **Corrosão em estruturas de concreto armado: Causas, Mecanismos, Prevenção e Recuperação** [Em linha]. Universidade Federal de Minas Gerais, 2006. [Consult. 24 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.cecc.eng.ufmg.br/trabalhos/pg1/Monografia%20Giulliano%20Polito.pdf>>.

[52] VERLAG DA SHÖFER – Construíronline: **Armaduras em aço inoxidável** [Em linha]. Tema C – Estruturas, Módulo 03 – Estruturas de betão armado [Consult. 25 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=1924>>.

[53] CHAUVEAU, Eric, BERTHOMÉ, Grégory – **Methods.** Fifth Seminar on StainlessSteels [Em linha]. UNSINOR.

[54] TELFORD, Thomas – Comité Euro-Internacional du Béton (CEB): **Coating Protection for Reinforcement.** 2<sup>nd</sup> ed. London: Thomas Telford Publications, 1995. ISBN 0-7277-2021-X.

[55] Key to Metals – **Epoxy coated reinforcement: Part one.** [Em linha]. 2008. [Consult. 20 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.keytometals.com/page.aspx?ID=CheckArticle&site=kts&NM=227>>.

[56] GONÇALVES, A. [et. al] – **Procedimientos de reparación y protección de armaduras.** Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón. São Paulo: Paulo Helene e Fernanda Pereira, 2003. P. 341-376.

[57] MCDONALD, Dr. David – **Epoxy Interested Group: Sustainability & Field Handling** [Em linha]. [Consult. 22 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.epoxyinterestgroup.org/>>.

[58] DHIR, Ravindra K. , GREEN, W. Jeffrey – **Protection of Concrete.** 2<sup>nd</sup> ed. Taylor & Francis e-Library, 2005. [Consult. 23 de Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.ca/books?id=TwIEH3O4j2kC&printsec=frontcover&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=snippet&q=epoxy%20damage&f=false](http://books.google.ca/books?id=TwIEH3O4j2kC&printsec=frontcover&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=snippet&q=epoxy%20damage&f=false)>. ISBN 0-203-47338-8.

[59] CAMÕES, Airez, CRUZ, Paulo J. S. [et. al] – **Avaliação da aderência ao betão de varões de aço galvanizado ou com revestimento epoxídico** [Em linha]. Guimarães: Universidade do Minho, 2008. [Consult. 23 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/17576/1/BE2008\\_AderGalv\\_final.pdf](http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/17576/1/BE2008_AderGalv_final.pdf)>.

[60] FREIRE, Karla – **Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto** [Em linha]. Universidade Federal do Paraná, 2005. [Consult. 2 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.aneel.gov.br/biblioteca/trabalhos/trabalhos/Dissertacao\\_Karla\\_Freire.pdf](http://www.aneel.gov.br/biblioteca/trabalhos/trabalhos/Dissertacao_Karla_Freire.pdf)>.

[61] DE SCHUTTER G., LUO L. – **Effect of corrosion inhibiting admixtures on concrete properties** [Em linha]. Construction and Building Materials, 2004. vol. 18, p. 483-489. [Consult. 2 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061804000467>>.

[62] CALLISTER, Jr. – **Ciência e engenharia de Materiais: Uma introdução**. São Paulo: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2002.

[63] Lima, M.G. – **Inibidores de Corrosão: Avaliação da eficiência frente à Corrosão de Armaduras provocadas por Cloretos**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1996.

[64] SILVA, Abílio – **Corrosão de Armadura em estruturas de concreto armado** [Em linha]. Universidade da Amazônia, 2008. [Consult. 3 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.unama.br/novoportal/ensino/graduacao/cursos/engenhariacivil/attachments/article/125/corrosao\\_concreto\\_armado.pdf](http://www.unama.br/novoportal/ensino/graduacao/cursos/engenhariacivil/attachments/article/125/corrosao_concreto_armado.pdf)>.

[65] SILVA, Djalma Ribeiro da – **Estudo de inibidores de Corrosão em Concreto Armado, visando a melhoria na sua Durabilidade** [Em linha]. Universidade Federal do Rio Grande no Norte, 2006. [Consult. 4 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://repositorio.ufrn.br:8080/jspui/bitstream/1/6455/1/DjalmaRS\\_TESE.pdf](http://repositorio.ufrn.br:8080/jspui/bitstream/1/6455/1/DjalmaRS_TESE.pdf)>.

[66] VERLAG DA SHÖFER – Construíronline: **Aplicação de inibidores** [Em linha]. Tema C – Estruturas, Módulo 03 – Estruturas de betão armado. [Consult. 5 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=1906>>.

[67] VERLAG DA SHÖFER – Construíronline: **Tipos de inibidores** [Em linha]. Tema C – Estruturas, Módulo 03 – Estruturas de betão armado. [Consult. 5 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=1905>>.

[68] CASTRO, Maria Luiza Almeida Cunha, PAIVA, José Eustáquio – **Controle de corrosão de armaduras de concreto através de impregnação de produtos migratórios** [Em linha]. Revista Tecnológica: Maringá, 2010. vol. 19, p. 43-55. [Consult. 6 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://periodicos.uem.br/ojs/index.php/RevTecnol/article/view/10618>>.

[69] MENNUCI, Marina Martins – **Avaliação da potencialidade de aditivos como inibidores de corrosão do aço carbono CA-50 usado como armadura de estruturas de concreto** [Em linha]. Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, 2006. [Consult. 7 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/85/85134/tde-29052007-161636/pt-br.php>>.

[70] YEOMANS Stephon R. – **Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: Part 1** [Em linha]. Canberra: Elsevier, 2004. [Consult. 10 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.galvanizedrebar.com/Documents/Using%20galvanized%20reinforcement%20in%20concrete%20-%20Part%201.pdf>>. ISBN 978-0-08-044511-3.

[71] **Vergalhão Galvanizado por imersão a quente: Um investimento Concreto** [Em linha]. The International Zinc Association [Consult. 10 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.icz.org.br/upfiles/arquivos/VERGALHAO-GALVANIZADO-POR-IMERSAO-A-QUENTE.pdf>>.

[72] COUTINHO, Maria Joana Álvares de Sousa – **Melhoria da Durabilidade dos Betões por Tratamento da Cofragem**. 1ª ed. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005. ISBN 972-752-073-1.

[73] PEREIRA, Elsa Vaz – **Proteção de Estruturas Metálicas** [Em linha]. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2006. [Consult. 12 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/ExecucaoEstruturas/Elsa\\_IST\\_LNEC.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/ExecucaoEstruturas/Elsa_IST_LNEC.pdf)>.

[74] **Vergalhão galvanizado: Durabilidade e segurança para sua obra** [Em linha]. Portal Met@lica, 2013. [Consult. 13 Abril 2014] Disponível na internet:<URL: <http://www.metalica.com.br/vergalhao-galvanizado-durabilidade-e-seguranca-para-sua-obra>>.

[75] HELENE, Paulo – **Corrosão em armaduras para concreto armado** [Em linha]. São Paulo: Editora Pini – Instituto de Pesquisas Tecnológicas IPT, 1986. ISBN 9788509000042.

[76] MONTEIRO, Eliana Barreto – **CONCRETO: Reabilitação de estruturas de concreto** [Em linha]. São Paulo: Geraldo C. Isaia, 2005. IBRACON, vol 2, p. 1109–1125.

[77] ANDRADE, Carmen – **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras** [Em linha]. São Paulo: Editora Pini, 1992. ISBN 85-7266-040-2.

[78] YEOMANS Stephen R. – **Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: Part 2** [Em linha]. Canberra: Elsevier, 2004. [Consult. 12 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.galvanizedrebar.com/Documents/Using%20galvanized%20reinforcement%20in%20concrete%20-%20Part%202.pdf>>. ISBN 978-0-08-044511-3.

[79] **Deterioração de Materiais: Capitulo 9** [Em linha]. [Consult. 13 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.foz.unioeste.br/~lamat/downmateriais/materiaiscap9.pdf>>.

[80] SILVA, Fernanda, FALDINI Sonia – **Galvanização a Quente: Processo por Batelada** [Em linha]. Universidade Presbiteriana Mackenzie. [Consult. 13 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.mackenzie.br/fileadmin/Graduacao/EE/Revista\\_on\\_line/Galvanizacao\\_a\\_Quente.pdf](http://www.mackenzie.br/fileadmin/Graduacao/EE/Revista_on_line/Galvanizacao_a_Quente.pdf)>.

[81] SALTA, Maria Manuela [et. al] – **Durable Transport Infrastructure in Atlantic Area Network: Maintenance and Repair of Transport Infrastructure TECHNICAL GUIDE Concrete Structures PART IV: durability factors and requirements Vol. 1** [Recurso Eletrónico]. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2012. CD-ROM. ISBN 978-972-49-2238-6.

[82] APPLETON, Júlio – **Estruturas de Betão**. 1ª ed. Alfragide: Orion, 2013. vol. 1, ISBN 978-972-8620-21-9.

[83] APPLETON, Júlio – **Estruturas de Betão**. 1ª ed. Alfragide: Orion, 2013. vol. 2, ISBN 978-972-8620-22-6.

[84] FERREIRA, Rui Miguel – **Otimização da vida útil das estruturas de betão armado** [Em linha]. 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006. [Consult. 3 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/7314/1/139.pdf>>.

- [85] MOREIRA, Nelson [et. al] – **A reabilitação de Estruturas de Betão com Argamassas de Retração Controlada** [Em linha]. [Consult. 3 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/9098/1/Paper%2055\\_07.pdf](http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/9098/1/Paper%2055_07.pdf)>.
- [86] SALTA, Manuela – **Estruturas de Betão: Fatores e requisitos de durabilidade** [Em linha]. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 2007. [Consult. 2 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://durati.lnec.pt/pdf/sem\\_PDF/5Fatores%20e%20requisitos%20de%20durabilidade.pdf](http://durati.lnec.pt/pdf/sem_PDF/5Fatores%20e%20requisitos%20de%20durabilidade.pdf)>.
- [87] NP EN 206-1. 2007. **Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade**. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.
- [88] NP EN 1990. 2009. **Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas**. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade
- [89] NP EN 1992. 2010. **Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e Regras para Edifícios**. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade
- [90] NP EN 13670. 2011. **Execução de estruturas de betão**. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.
- [91] LNEC E464. 2007. Betões. **Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ISSN 0870-8592.
- [92] LNEC E465. 2007. Betões: **Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ISSN 0870-8592.
- [93] TELFORD, Thomas – **Durable Concrete Structures: Design Guide** Volume 183 de Bulletin d'information [Em linha]. Thomas Telford, 1992. [Consult 10 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=jB\\_wNOHAIR4C&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](http://books.google.pt/books?id=jB_wNOHAIR4C&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false)>. ISBN 978-0-7277-1620-0.
- [94] SALTA, Maria Manuela – **Introdução à Corrosão do aço no betão. Modelos de comportamento às ações agressivas**. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN 972-49-1707-X. Pt. 2, p. 1-41.
- [95] MACDONALD, S. – **The investigation and repair of historic concrete**. Parramatta Australia: NSW Heritage Office, 2003. ISBN 187645673.
- [96] SALTA, Manuela – **Prevenção da corrosão nas estruturas marítimas em betão armado: II ENCONTRO: Dia Mundial sensibilização para a corrosão “Os Materiais e o Mar”**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2014. [Consult. 10 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier\\_artigo/20140424\\_msalta\\_1626614159536cb\\_ab17c1aa.pdf](http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/20140424_msalta_1626614159536cb_ab17c1aa.pdf)>.
- [97] LÚCIO, Válter – **Estruturas de Betão armado I** [Em linha]. 2006. [Consult. 10 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoes/S\\_Estruturas/Betao\\_armado\\_I/downloads/Durabilidadeprnt.pdf](http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Betao_armado_I/downloads/Durabilidadeprnt.pdf)>.

[98] COSTA, António, APPLETON, Júlio – **Estruturas de Betão I: Parte II Materiais** [Em linha]. Instituto Superior Técnico – Grupo de estruturas de betão armado e pré-esforçado, 2002. [Consult. 14 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape1/materiais.pdf>>.

[99] NP EN 934-2:2009+A1:2012 - **Adjuvantes para betão, argamassas e caldas de injeção**. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.

[100] CACHIM, Paulo – **A especificação do betão segundo a NP EN 206-1** [Em linha]. Universidade de Aveiro: Departamento de Engenharia Civil. [Consult. 14 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CCwQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.ua.pt%2Fdecivil%2Freadobject.aspx%3Fobj%3D22053&ei=QBJ6U9bDKs mu0QWEo4DICA&usg=AFQjCNFXHPtTYh3AUMnFRajx8iPSXTr7 A&bvm=bv.66917471,d.bGQ>>.

[101] PINTO, Beatriz – Caderno de encargos, condições técnicas e especiais: **Adjuvantes para as argamassas ou betões** [Em linha]. [Consult. 14 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://paginas.fe.up.pt/~hipolito/docs\\_GP/Documentos/materiais/adjuvantes.pdf](http://paginas.fe.up.pt/~hipolito/docs_GP/Documentos/materiais/adjuvantes.pdf)>.

[102] CAMARA, José Noronha – **Estruturas de Betão I: Folhas de apoio às aulas** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, 2014. [Consult. 14 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape1/documents/FolhasApoioEB1\\_Unidade1.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape1/documents/FolhasApoioEB1_Unidade1.pdf)>.

[103] LNEC E469. 2006 – **Espaçadores para armaduras de betão armado**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ISSN 0870-8592.

[104] NP EN 1008. 2003. **Água de amassadura para betão**. Especificações para a amostragem, ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo água recuperada nos processos da indústria de betão, para o fabrico de betão. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.

[105] POLDER, Rob – **Influência das adições de Cinzas, Sílica de fumo e Escórias na Corrosão**. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN 972-49-1707-X. Pt. 4, p. 1-11.

[106] CASCUDO, Oswaldo – **O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas eletroquímicas**. Goiânia: Editora UFG, 1997. ISBN 85-7274-096-1.

[107] POLDER, R. B., LARBI, J. A. – **Investigation of concrete exposed to North Seawater submersion for 16 years**. [Em linha]. Heron: vol. 40 n.º 24 (1995) p. 31-56. [Consult. 16 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://heronjournal.nl/40-1/3.pdf>>. ISSN 0046-7316.

[108] Bamforth, P. B. – **Concrete classification for R.C. structures exposed to marine and other salt-laden environments**. Edinburgh: Structural Faults and Repair, 1993.

[109] NP EN 13263-1:2005+A1:2009. **Sílica de fumo para betão**. Parte 1: Definições, requisitos e critérios de conformidade. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.

[110] FIGUEIREDO, ENIO – **Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto**. Concreto: Ensino, pesquisa e realizações. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: Revista IBRACON, 2005. vol. 2, cap. 27, p. 829-855.

[111] REID Engineering – **Concrete Curing Compounds** [Em linha]. [Consult. 16 de Maio 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.reid.com.au/Reid\\_Services/Reid\\_products/Chemicals/CuringCompounds.aspx](http://www.reid.com.au/Reid_Services/Reid_products/Chemicals/CuringCompounds.aspx)>.

[112] **CURA** [Em linha]. Universidade do Algarve: Área Departamental de Engenharia Civil. [Consult. 16 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://w3.ualg.pt/~mjolivei/6-%20Cura.pdf>>.

[113] **Sistemas de Cofragens**: Cap. XIX [Em linha]. Instituto Superior Técnico, Tecnologia de construção de edifícios. [Consult. 20 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL:<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779576740626/9.2%20XIX%20COFRAGENS.pdf>>.

[114] CORREIA, Joana Inês Ribeiro de Sá – **Dimensionamento de Cofragens para Estruturas de Betão Armado** [Em linha]. Universidade de Aveiro, 2008. [Consult. 20 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://ria.ua.pt/bitstream/10773/2344/1/2009000378.pdf>>.

[115] Ji, Chen Hui – **Design of reinforced concrete elements for durability against corrosion** [Em linha]. McGill University: Montreal, 2003. [Consult. 28 Junho 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://digitool.library.mcgill.ca/R/?func=dbin-jump-full&object\\_id=80112&local\\_base=GEN01-MCG02](http://digitool.library.mcgill.ca/R/?func=dbin-jump-full&object_id=80112&local_base=GEN01-MCG02)>.

[116] ANDRADE, Jairo José de Oliveira – **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: Iniciação por cloretos** [Em linha]. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001. [Consult. 16 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2613/000323380.pdf>>.

[117] COITO, Manuel – **Avaliação probabilística da vida útil de estruturas de betão sob a ação da carbonatação e dos cloretos** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2008.

[118] COSTA, António, COITO, Manuel – **Avaliação probabilística da vida útil de estruturas existentes** [Em linha]. Lisboa: BE2010 – Encontro Nacional Betão Estrutural, 2010 [Consult. 18 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/RRE\\_2012/BE2010-MC.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/RRE_2012/BE2010-MC.pdf)>.

[119] MONTEIRO, Isabel – **Modelação da evolução da carbonatação em elementos de betão armado** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2010. [Consult. 14 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395141726241/Tese\\_Isabel%20Monteiro.pdf](https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395141726241/Tese_Isabel%20Monteiro.pdf)>.

[120] [Consult. 14 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/2090/2/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>>.

[121] MOTA, J. M. F. [et. al] – **Corrosão de Armadura em Estruturas de Concreto Armado devido ao ataque de Íons Cloreto** [Em linha]. São Paulo: Revista IBRACON 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012. [Consult. 18 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.vieiramota.com.br/corrosao-0880.pdf>>. ISSN 2175-8182.

[122] WONG, H. S. [et. al] – **Microstructure of corroded steel-concrete interface** [Em linha]. Imperial College London, 2014. [Consult. 2 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www3.imperial.ac.uk/structuralengineering/research/structuralmaterials/microstructure>>.

- [123] PINA, João – **Efeitos Estruturais da Corrosão das Armaduras no Comportamento de Estruturas de Betão** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2008. [Consult. 18 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/SeminarioDFA/RC\\_Corrosion\\_JPina.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/SeminarioDFA/RC_Corrosion_JPina.pdf)>.
- [124] FALLÉ, José Augusto Arteiro – **Identificação de problemas e Soluções em betões e argamassas hidráulicas** [Em linha]. Universidade Fernando Pessoa, 2012. [Consult. 20 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/3462/3/DM\\_17724.pdf](http://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/3462/3/DM_17724.pdf)>.
- [125] LAJE, João – **Estudo da influência da amostragem e da metodologia de colheita de betão em pó para a determinação do teor de cloretos** [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2013. [Consult. 10 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395145831495/Disserta%E7%E3o.pdf>>.
- [126] COSTA, António – **Durabilidade de Estruturas de Betão Armado em Ambiente Marítimo**. [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 1997.
- [127] Concrete Society – **Developments in Durability Design & Performance-Based Specification of Concrete**. Concrete Society Special Publication CS 109, 1996.
- [128] VARELA, Ruth – **Corrosão das armaduras em Betão armado: Influência dos agentes cloretos e da carbonatação nas Edificações de Cabo Verde**. Universidade Jean Piaget de Cabo Verde, 2010. [Consult. 22 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://bdigital.unipiaget.cv:8080/jspui/bitstream/10964/281/1/Ruth\\_varela.pdf](http://bdigital.unipiaget.cv:8080/jspui/bitstream/10964/281/1/Ruth_varela.pdf)>.
- [129] Lambert, P. [et. al] – **Investigation of Reinforcement Corrosion: 2. Electrochemical Monitoring of Steel in Chloride-Contaminated Concrete** [Em linha]. Materials and Structures, 1991. vol. 24, p. 351-358. [Consult. 18 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://link.springer.com/article/10.1007%2FBF02472068>>.
- [130] GONÇALVES, Arlindo – **Composição do betão e propriedades relevantes na resistência às ações agressivas**. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN 972-49-1707-X. Pt. 3, p. 1-28.
- [131] SÁ, Cláudio Miguel da Silva Pinto Nascimento – **Métodos Elétricos para Estudo da Presa do Cimento** [Em linha]. Universidade de Aveiro, 2011. [Consult. 3 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <https://ria.ua.pt/bitstream/10773/6238/1/Tese%20de%20Mestrado%20-%20Claudio%20Sa.pdf>>.
- [132] COUTINHO, Joana de Sousa – **Ciência de Materiais – 1ª Parte**. Documento Provisório [Em linha] 2002. [Consult. 3 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/CienciaDosMateriais/apontamentos/teorica\\_20022003/JS\\_C\\_065A088.pdf](http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/CienciaDosMateriais/apontamentos/teorica_20022003/JS_C_065A088.pdf)>.
- [133] YİĞİTER, Hüseyin [et. al] – **Effects of cement type, Water/cement ratio and Cement Content on Sea Water Resistance of concrete** [Em linha]. Building and Environment, 2007. vol. 42, p. 1770-1776. [Consult. 9 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132306000230>>.

[134] SOROKA I. – **Concrete in Hot Environments** [Em linha]. 1<sup>st</sup> ed. London: E & FN SPON, 1993. [Consult. 1 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.scribd.com/doc/179871171/Concrete-in-Hot-Environments>>. ISBN 0-419-15970-3.

[135] PEREIRA, Valéria Gomes Álvares – **Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: Influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura** [Em linha]. Universidade Federal do Rio grande do Sul, 2001. [Consult. 2 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2801/000326378.pdf?sequence=1>>.

[136] PAGE, C. L. [et. al] – **The influence of different cements on chloride induced corrosion of reinforcing steel** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 1986. Vol. 16 p. 79-86. [Consult. 2 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884686900712>>.

[137] ZAMBERLAN, Fabricio Beltrame – **Penetração de cloretos em concretos compostos com cinza de casca de arroz de diferentes teores de carbono grafítico** [Em linha]. Universidade Federal de Santa Maria, 2013. [Consult. 2 Julho 2014]. Disponível na internet:URL:<[http://w3.ufsm.br/ppgec/wp-content/uploads/Disserta%C3%A7%C3%A3o\\_Fabr%C3%ADcio\\_corr%C3%ADgida\\_Final.pdf](http://w3.ufsm.br/ppgec/wp-content/uploads/Disserta%C3%A7%C3%A3o_Fabr%C3%ADcio_corr%C3%ADgida_Final.pdf)>.

[138] HOSSAIN, K. M. A. [et. al] – **Corrosion resistance and chloride diffusivity of volcanic ash blended cement mortar** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 2004. vol. 34, p. 695-702. [Consult. 2 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S000888460300379X>>.

[139] APPLETON, Júlio, COSTA, António – **Análise da penetração de cloretos em Estruturas de Betão armado Expostas ao Ambiente Marítimo** [Em linha]. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), n.º 46, p. 1-13. [Consult. 20 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/Artigos/RN12.pdf>>.

[140] APPLETON, Júlio, COSTA, António – **Durabilidade de estruturas sujeitas à ação do ambiente marítimo**. FEUP: 1<sup>as</sup> Jornadas de Estruturas de Betão, 1996.

[141] FIB, Fédération internationale du béton – **Structural Concrete, Volume 3: Textbook on behaviour, design and performance** [Em linha]. 1<sup>st</sup> ed. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (FIB), 2010. [Consult. 1 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://books.google.pt/books?id=jLrMEPdSz2QC&printsec=frontcover&hl=pt-PT#v=onepage&q&f=false>>. ISBN 978-2-88394-093-2.

[142] CORROSIONPEDIA – **Corrosion Rate** [Em linha]. [Consult. 18 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.corrosionpedia.com/definition/337/corrosion-rate>>.

[143] GOUVEIA, João – **Degradação do betão por fenómenos de carbonatação: Consequências nas armaduras das edificações após 50 anos na cidade de Lisboa** [Em linha]. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010. [Consult. 20 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/394/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>>.

[144] MAPEI – **A degradação do betão** [Em linha]. [Consult 23 Abril 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.mapei.com/public/PT/menu/Brochure%20Degrado%20Calcestruzzo%20PT\\_web.pdf](http://www.mapei.com/public/PT/menu/Brochure%20Degrado%20Calcestruzzo%20PT_web.pdf)>.

[145] CHANG, Cheng-Feng, CHEN Jing-Wen – **The experimental investigation of concrete carbonation depth** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 2006. vol. 36, p. 1760-1767. [Consult. 26 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884604003357>>.

[146] LINAG, Ming-Te [et. al] – **Carbonation service life prediction of existing concrete viaduct/bridge using time-dependent reliability analysis** [Em linha]. Journal of Marine Science and Technology, 2003. vol. 21, n.º 1, p. 94-104. [Consult. 26 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://jmst.ntou.edu.tw/marine/21-1/94-104.pdf>>.

[147] DHIR, Ravindra K., JONES, M. Roderick, ZHENG, Li – **Repair Rejuvenation and Enhancement of Concrete** [Em linha]. 1<sup>st</sup> ed. London: Thomas Telford Publishing [Consult. 6 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=F8HosZdH8BUC&dq=carbonated+zone+carbonated+front+n+on+carbonated+zone&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=F8HosZdH8BUC&dq=carbonated+zone+carbonated+front+n+on+carbonated+zone&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 0-7277-3175-0.

[148] BROWN, Phil – **Understanding Concrete Carbonation** [Em linha]. [Consult. 5 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.st-astier.co.uk/blog/understanding-concrete-carbonation>>.

[149] RICHARDSON, Mark J. – **Fundamentals of Durable Reinforced Concrete** [Em linha]. 1<sup>st</sup> ed. London: SPON PRESS, 2002. [Consult. 25 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=7L74XUjNsoAC&dq=carbonated+zone+carbonated+front+no+n+carbonated+zone&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=7L74XUjNsoAC&dq=carbonated+zone+carbonated+front+no+n+carbonated+zone&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 0-203-22319-5.

[150] BARON, Jacques – **La durabilité des bétons**: Collection de L'Association Technique de L'Industrie des Liants Hydraulique. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 1992. ISBN 2859781846.

[151] LACASSE, Michel A. [et. al] – **Durability of Building Materials and Components 8**: Service life and durability of materials and components [Em linha]. Ontario: NRC Research Press, 1999. [Consult. 5 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=YOOU4fUPeacC&dq=water+cement+ratio+on+carbonation&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=YOOU4fUPeacC&dq=water+cement+ratio+on+carbonation&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 0660177374.

[152] COLLEPARDI, M. [et. al] – **The influence of Slag and Fly Ash on the Carbonation of Concretes** [Em linha]. [Consult. 7 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.encosrl.it/enco%20srl%20ITA/servizi/pdf/aggiunte/20.pdf>>.

[153] SACILOTO, Adriano Pedroso – **Comportamento frente à ação de cloretos de concretos compostos com adições minerais submetidos a diferentes períodos de cura** [Em linha]. Universidade Federal de Santa Maria, 2005. [Consult. 7 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://w3.ufsm.br/gepecon/diss/496fc3c5143790a9beb3f818a69b73ff.pdf>>.

[154] LI, Zongjin [et. al] – **Structural Renovation in Concrete** [Em linha]. Abingdon: CRC Press, 2009. [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=Ewhvq9Woc94C&dq=influence+of+type+of+cement+in+carb+onation+rate&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=Ewhvq9Woc94C&dq=influence+of+type+of+cement+in+carb+onation+rate&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 0-203-93136-X.

- [155] EL-REEDY, Mohamed – **Steel-Reinforced Concrete Structures: Assessment and Repair of Corrosion** [Em linha]. Boca Raton: CRC Press, 2007 [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://books.google.pt/books?id=IVn8q-yUlN8C&hl=pt%20PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=IVn8q-yUlN8C&hl=pt%20PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 978-1-4200-54306-9.
- [156] BENTUR, Arnon [et. al] – **Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice**. [Em linha]. 1<sup>st</sup> ed. London: CRC PRESS, 1997 [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://books.google.pt/books?id=R6\\_nTzRXQaoC&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](http://books.google.pt/books?id=R6_nTzRXQaoC&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false)>. ISBN 0-419-22530-7.
- [157] CHI, M. Jack [et. al] – **Effects of Carbonation on Mechanical Properties and Durability of Concrete using Accelerated Testing Method** [Em linha]. Journal of Marine Science and Technology, 2002. vol. 10, n.º 1, p. 14-20. [Consult. 9 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://jmst.ntou.edu.tw/marine/10-1/14-20.pdf>>.
- [158] COSTA, António [et. al] – **Concrete carbonation and chloride penetration in marine environment** [Em linha]. Concrete Science and Engineering, 2001. vol. 3, p. 242-249. [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/Artigos/RI18.pdf>>.
- [159] SAEKI, Tatasuhiko – **Effect of Carbonation on Chloride Penetration in Concrete** [Em linha]. Madrid: 3<sup>rd</sup> Rilem Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete, 2002. [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.rilem.org/images/publis/pro038-025.pdf>>.
- [160] VESIKARI, Erkki – **Carbonation and Chloride Penetration in Concrete with Special objective of Service Life Modelling by the Factor Approach** [Em linha]. Technical Research Centre of Finland (VTT), 2009. [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.vtt.fi/files/sites/duraint/task\\_5\\_carbonation\\_and\\_chloride\\_penetration\\_models.pdf](http://www.vtt.fi/files/sites/duraint/task_5_carbonation_and_chloride_penetration_models.pdf)>.
- [161] TEPLÝ, B. – **Modelling of Deterioration effects on Concrete Structures** [Em linha]. Czech Technical University Publishing House, 2002. Acta Polytechnica vol. 42, n.º 3. [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://ctn.cvut.cz/ap/download.php?id=372>>.
- [162] WITTMAN, F. H. [et. al] – **Service life of reinforced concrete structures under combined mechanical and environmental loads** [Em linha]. Delft: 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure, 2010. [Consult. 8 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.rilem.org/images/publis/pro070-011.pdf>>.
- [163] BYFORS, Kajsa – **Influence of Silica fume and flyash on Chloride diffusion and pH values in cement paste** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 1987. vol. 17, p. 115-130. [Consult. 9 de Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884687900664>>.
- [164] PAGE, C. L. – **Nature and properties of concrete in relation to reinforcement corrosion** Aachen: Corrosion of Steel in Concrete, 1992.
- [165] YURDAKUL, Ezgi – **Optimizing concrete mixtures with minimum cement content for performance and sustainability** [Em linha]. Iowa State University: Digital Repository Iowa State University, 2010. [Consult. 10 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2880&context=etd>>.

[166] YOUNG, J. Francis [et. al] – **Concrete**. 2<sup>nd</sup> ed. New Jersey: Prentice Hall, Pearson Education, Inc. Upper Saddle River, 2003. [Em linha] ISBN 9780130646323.

[167] **Spalling of Concrete: Causes, Prevention & Repair** [Em linha]. [Consult. 10 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://civildigital.com/spalling-concrete-causes-prevention-repair/#>>.

[168] NP EN 1504-2. 2006. **Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão: Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade** - Parte 2: Sistemas de proteção superficial do betão. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.

[169] RODRIGUES, Maria Paula – **Proteção do betão com revestimentos orgânicos**. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão armado In. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: 1996. ISBN 972-49-1707-X. Pt. 5, p. 1-28.

[170] HELENE, Paulo [et. al] – **Tratamento de superfície com silicato de sódio para concreto: penetração de cloretos e absorção de água**. [Em linha]. Yucatán: Revista ALCONPAT, 2012. vol. 2, n.º 3. [Consult. 23 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista/documentos/Revista\\_ALCONPAT\\_volumen2\\_numero3\\_Sep\\_Dic\\_2012/2\\_RA\\_26\\_2012\\_MHFM.pdf](http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista/documentos/Revista_ALCONPAT_volumen2_numero3_Sep_Dic_2012/2_RA_26_2012_MHFM.pdf)>. ISSN 2007-6835.

[171] SALTA, Maria Manuela – **Estruturas de Betão: Métodos de Proteção e Reparação**, Manual Técnico Parte IV Vol. 4. Duratinet: Durable Transport Infrastructures in the Atlantic Area Network, 2009 [Em linha]. [Consult. 20 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://durati.lnec.pt/pdf/sem\\_PDF/8Reparacao\\_Final.pdf](http://durati.lnec.pt/pdf/sem_PDF/8Reparacao_Final.pdf)>.

[172] POLDER, Rob B., VRIES, J. de – **Hydrophobic Treatment of Concrete** [Em linha]. [Consult. 20 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://hydrophobe.org/pdf/delft/I\\_30.pdf](http://hydrophobe.org/pdf/delft/I_30.pdf)>.

[173] POLDER, Rob B., VRIES, Hans de [et. al] – **Prevention of reinforcement corrosion by hydrophobic treatment of concrete** [Em linha]. Heron, 1999. [Consult. 20 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://heronjournal.nl/46-4/1.pdf>>.

[174] SELANDER, Anders – **Hydrophobic Impregnation of Concrete Structures: Effects on Concrete Properties** [Em linha]. Stockholm: Division of Structural Design and Bridges, Department of Civil and Architectural Engineering, 2010. [Consult. 20 Julho 2014]. Disponível na internet:URL:<<http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:305538/FULLTEXT02>>. ISSN 1103-4270.

[175] BIJEN, J. M. J. M. [et. al] – **Maintenance and repair of concrete structures** [Em linha]. Delft: Revista HERON, 1989. vol. 34, n.º 2. [Consult. 23 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://heronjournal.nl/34-2/1.pdf>>. ISSN 0046-7316

[176] THOMPSON, J. LaRosa [et. al] – **Characterization of silicate sealers on concrete** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 1997. vol. 27, n.º 10. [Consult. 23 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.pqcorp.com/Portals/1/lit/REP13%20Charaterization%20of%20silicate%20sealers%20on%20concrete.pdf>>.

[177] SIMÕES, Alda – **Tintas e Vernizes. Ciência e Engenharia de Materiais de Construção** In. Lisboa: 1ª edição, 2012. ISBN 078-989-8481-17-7. Pt. 17, p. 899-928.

[178] EUSÉBIO, Maria Isabel – **Os revestimentos por pintura na proteção de obras de betão**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1991.

[179] LOPES, Isandro de Fátima Mendes – **Técnicas de Proteção e Reparação de Estruturas de Betão armado contra a oxidação causadas pela água do mar** [Em linha]. Universidade Jean Piaget de Cabo Verde, 2013. [Consult. 26 Julho de 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://bdigital.unipiaget.cv:8080/dspace/bitstream/10964/513/1/MONOGRAFIA%20-%20ISANDRO%20LOPES%20-%20N%C2%BA%202772.pdf>>.

[180] Wikipédia – **Portugal**: Clima. [Consult. 28 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://pt.wikipedia.org/wiki/Portugal>>.

[181] LNEC E468. 2005. **Revestimentos por pintura para proteção do betão armado contra a penetração de cloretos**: Método de ensaio e Requisitos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ISSN 0870-8592.

[182] RIBEIRO, Maria Sofia S. [et. al] – **Resistance of concrete to carbonation**: Predicted and measured values in natural exposure [Em linha]. Proceedings pro066, 2nd RILEM International Workshop on Concrete Durability and Service Life Planning – ConcreteLife'09: K. Kovler, 2009. [Consult. 15 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.rilem.org/images/publis/275b42874ac837aa15565429a2422a6f.pdf>>. ISBN 978-2-35158-074-5.

[183] Gonçalves, Arlindo F. [et. al] – **The new LNEC specifications on reinforced concrete durability** [Em linha]. Proceedings pro056, International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures: R.M. Ferreira, J. Gulikers, C. Andrade, 2007. [Consult. 15 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.rilem.org/images/publis/8da29f896be551b8081dc72f4fd18c4c.pdf>>. ISBN 978-2-35158-058-5.

[184] FAUSTINO, Pedro [et. al] – **Corrosion inhibitors' effect on design service life of RC structures** [Em linha]. Construction and Building Materials, 2014. vol. 53, p. 360-369. [Consult. 6 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://ac.els-cdn.com/S0950061813011318/1-s2.0-S0950061813011318-main.pdf?\\_tid=ae0bda58-1d92-11e4-9fd6-00000aab0f6c&acdnat=1407347835\\_7b06401c27502c8a7198f26515ab5788](http://ac.els-cdn.com/S0950061813011318/1-s2.0-S0950061813011318-main.pdf?_tid=ae0bda58-1d92-11e4-9fd6-00000aab0f6c&acdnat=1407347835_7b06401c27502c8a7198f26515ab5788)>.

[185] GONÇALVES, Arlindo, ISABEL, M. Martins – **Durabilidade e resistência a longo prazo de betões fabricados com cinzas de fundo de centrais termoelétricas a carvão** [Em linha]. Guimarães: BE 2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2008. ISBN 978-989-95961-0-8.

[186] MARQUES, Pedro Faustino [et. al] – **Service life of RC structures: Carbonation induced corrosion**: Prescriptive vs. Performance-based methodologies [Em linha]. Construction and Building Materials, 2010. vol. 24 p. 258-265. [Consult. 6 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061809003079>>.

[187] RIBEIRO, António Bettencourt – **Dados fornecidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, os quais ainda não se encontram publicados**.

- [188] Bertolini, Luca [et. al] – **Influence of concrete composition on parameters related to the durability of reinforced concrete structures** [Em linha]. Proceedings pro056, International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures: R.M. Ferreira, J. Gulikers, C. Andrade, 2007. [Consult. 20 Maio de 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.rilem.org/images/publis/659c4176c24c06ed3868fe3cb7eb5096.pdf>>.
- [189] MANSFIELD, F. – **Recording and Analysis of AC Impedance Data for Corrosion studies**. Corrosion, 1981. vol. 37, n.º 5, p. 301-307.
- [190] SALTA, Maria Manuela, RIBEIRO, António Bettencourt – **Influence of concrete composition on the transport of chloride ions in concrete** [Em linha]. Proceedings pro038, 3rd International RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete: C. Andrade, J. Kropp, 2004. [Consult. 30 Maio 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.rilem.org/images/publis/pro038-026.pdf>>. ISBN 2-912143-48-9.
- [191] LNEC E391. 1993. Betões. **Determinação da resistência à carbonatação**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ISSN 0870-8592.
- [192] LNEC E463. 2004. Betões. **Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. ISSN 0870-8592.
- [193] KRISHNAKUMAR, K., BASHKAR. S [et. al] – **Evaluation of Migration Characteristics of OPC Concrete from Non-steady-state Experiments**. [Em linha]. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-KMCE). p. 22-28. [Consult. 2 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.iosrjournals.org/iosr-jmce/papers/NCCAMABS/Volume-4/45.pdf>>. ISSN 2278-1684.
- [194] FAUSTINO, Pedro [et. al] – **Relatório interno**. FCT-UNL, 2012.
- [195] SØRENSEN, H. E., TANG, L. – **Precision of the Nordic test methods for measuring the Chloride diffusion/migration coefficients of concrete** [Em linha]. Materials and Structures, 2001. vol. 34, n.º 242 p. 479-485. [Consult. 2 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.rilem.org/images/publis/998.pdf>>. ISSN 1359-5997.
- [196] FERREIRA, Rui Miguel [et. al] – **Blast-furnace slag cements for concrete durability in marine environment** [Em linha]. Seoul: Concrete under severe conditions – Environment & Loading, 2004. [Consult. 2 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://repositorium.sdum.uminho.pt/xmlui/bitstream/handle/1822/3204/RMF\(ArtigosCONCE C'04\) Blast.pdf?sequence=4](http://repositorium.sdum.uminho.pt/xmlui/bitstream/handle/1822/3204/RMF(ArtigosCONCE C'04) Blast.pdf?sequence=4)>.
- [197] LIU, X. M., ZHANG, M. H. – **Effect of cumulative lightweight aggregate volume in concrete on its resistance to Chloride-ion penetration** [Em linha]. London: Taylor & Francis Group, 2009. [Consult. 2 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=FOZTNIDN3cYC&dq=rapid+chloride+migration+test+nt+build+492&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=FOZTNIDN3cYC&dq=rapid+chloride+migration+test+nt+build+492&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 978-0-203-88344-0.
- [198] GLINICKI, M. A., LITOROWICZ, A. – **Crack system evaluation in concrete elements at mesoscale** [Em linha]. Bulletin of the Polish Academy of sciences – Technical Sciences, 2006. Vol. 54, n.º 4. [Consult. 3 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://bulletin.pan.pl/\(54-4\)371.pdf](http://bulletin.pan.pl/(54-4)371.pdf)>.

[199] XUEMEI, Liu – **Transport properties of concrete with lightweight aggregates** [Em linha]. National University of Singapore, 2009. [Consult. 2 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://scholarbank.nus.edu.sg/bitstream/handle/10635/17699/LiuXuemei.pdf?sequence=1>>.

[200] GAILIUS, Albinas, KOSIOR-KAZBERUK, Marta – **Monitoring of Concrete Resistance to Chloride Penetration** [Em linha]. Materials Science (MEDŽIAGOTYRA), 2008. vol. 14, n.º 4 [Consult. 3 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.ktu.edu/lt/mokslas/zurnalai/medz/medz0-95/16%20Ceramics...\(pp.350-355\).pdf](http://www.ktu.edu/lt/mokslas/zurnalai/medz/medz0-95/16%20Ceramics...(pp.350-355).pdf)>.

[201] HASSAN, Zahiruddin Fitri Abu – **Rapid assessment of the potential chloride resistance of structural concrete**. [Em linha]. University of Dundee, 2010. [Consult. 3 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://discovery.dundee.ac.uk/portal/files/1060347/Thesis-Final%20corrections%20Zahir.pdf>>.

[202] NEVES, Rui [et. al] – **About the statistical interpretation of air permeability assessment results** [Em linha]. Materials and Structures, 2012. vol. 45, p. 529-539. [Consult. 6 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [https://www.researchgate.net/publication/225411114\\_About\\_the\\_statistical\\_interpretation\\_of\\_air\\_permeability\\_assessment\\_results](https://www.researchgate.net/publication/225411114_About_the_statistical_interpretation_of_air_permeability_assessment_results)>.

[203] HASEWAGA, Lucia – **Carbonation curing and performance of pervious concrete using Portland limestone cement** [Em linha]. Montréal: McGill University, 2011. [Consult. 10 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://digitool.library.mcgill.ca/webclient/StreamGate?folder\\_id=0&dvs=1408031750139~738](http://digitool.library.mcgill.ca/webclient/StreamGate?folder_id=0&dvs=1408031750139~738)>.

[204] BONAVENTI, V. L. [et. al] – **Studies on the carboaluminate formation in limestone filler-blended cements** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 2001. vol. 31, p. 853–859. [Consult. 10 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.deepdyve.com/lp/elsevier/studies-on-the-carboaluminate-formation-in-limestone-filler-blended-sVW2Sj8PR0>>.

[205] VUK, T., TINTA, V. [et. al] – **The effects of limestone addition, clínquer type and fineness on properties of Portland cement** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 2001. vol. 31, p. 135-139. [Consult. 10 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://ac.els-cdn.com/S0008884600004270/1-s2.0-S0008884600004270-main.pdf?tid=3a8fb810-23d2-11e4-8ef1-00000aab0f27&acdnat=1408034836\\_31b8955cce4534c3c0a890aff34d1e56](http://ac.els-cdn.com/S0008884600004270/1-s2.0-S0008884600004270-main.pdf?tid=3a8fb810-23d2-11e4-8ef1-00000aab0f27&acdnat=1408034836_31b8955cce4534c3c0a890aff34d1e56)>.

[207] TSIVILIS, S., Chaniotakis, E. [et. al] – **A study on the parameters affecting the properties of Portland limestone cements** [Em linha]. Cement and Concrete Composites, 1999. vol. 21, p. 107-116. [Consult. 10 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946598000316>>.

[208] HOOTON, R. D., NOKKEN, M. – **Portland-Limestone Cement: State-of-the-art Report and gap analysis for CSA A 3000** [Em linha]. Toronto: Cement Association of Canada, 2007. [Consult. 10 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.bcrmc.ca/media/CSA%20A3000.pdf>>.

[209] HIRATA, Takayoshi [et. al] – **Influence of large addition of limestone powder in concrete on its strength properties**. Cement and Concrete, 2005. vol. 49, p. 204-209.

[210] PAPADAKIS, V.G., DEMIS, S. – **A software-assisted comparative assessment of the effect of cement type on concrete carbonation and chloride ingress** [Em linha]. Computers and Concrete, 2012. vol. 10, n.º 4, p. 373-389. [Consult. 11 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.ppap.info/eucon.gr/images/stories/pdf\\_files/vgppaper35.pdf](http://www.ppap.info/eucon.gr/images/stories/pdf_files/vgppaper35.pdf)>.

[211] SPRUNG, S., SIEBEL, E. – **Assessment of the suitability of limestone for producing Portland limestone cement (PKZ)** [Em linha]. Zement-Kalk-Gips, 2001. vol. 44, p. 1-11.

[212] RAMEZANIANPOUR, A. A. [et. al] – **Engineering properties and durability of concretes containing limestone contents** [Em linha]. ANCONA: Second International Conference on Sustainable Construction Materials and technologies, 2010. [Consult. 11 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.claisse.info/2010%20papers/t9.pdf>>.

[213] DHIR, Ravindra K. [et. al] – **Evaluation of Portland Limestone Cements for use in concrete construction** [Em linha]. Materials and Structures, 2007. vol. 40, p. 459-473. [Consult. 13 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.cptechcenter.org/ncc/documents/SN3148\\_Use%20of%20Limestone%20in%20Cements.pdf](http://www.cptechcenter.org/ncc/documents/SN3148_Use%20of%20Limestone%20in%20Cements.pdf)>.

[214] MATTHEWS, J. D. – **Performance of limestone filler cement concrete**. London: E&FN Spon, 1994.

[215] COUTINHO, A. de Sousa – **Fabrico e Propriedades do betão: Volume I**. 5ª ed. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2012. ISBN 978-972-49-0326-2.

[216] DADERKO, Greg, SMITH, Brent – **Blended Cements: An option for Canadian construction**. [Em linha]. [Consult. 18 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.lafarge-na.com/Blended%20CementsCanConstr.pdf>>.

[217] FROHNSDORFF, Geoffrey – **Blended Cements: STP 897**. [Em linha]. ASTM International, 1986. [Consult. 18 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://books.google.pt/books?id=EPM1d4pHF-wC&dq=advantages+of+blended+cements&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=EPM1d4pHF-wC&dq=advantages+of+blended+cements&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 0-8031-0453-7.

[218] HOOTON, R. Doug – **Benefits and limitations of concrete made with SCM's** [Em linha]. University of Toronto, Department of Civil Engineering. [Consult. 19 Agosto 2014]. [Disponível na internet:<URL:<http://www.circainfo.ca/documents/D.Hooton-UofT.pdf>>.

[219] KATHIB, J. M. [et. al] – **Pore size distribution of cement pastes containing fly ash-gypsum blends cured for 7 days** [Em linha]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2014. [Consult. 19 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://download.springer.com/static/pdf/761/art%253A10.1007%252Fs12205-014-0136-8.pdf?auth66=1409003519\\_0aa8523892fe558966ed81268799543d&ext=.pdf](http://download.springer.com/static/pdf/761/art%253A10.1007%252Fs12205-014-0136-8.pdf?auth66=1409003519_0aa8523892fe558966ed81268799543d&ext=.pdf)>. ISSN 1976-3808.

[220] Gjørv, Odd E. – **Durability design of concrete structures in severe environments** [Em linha]. 2ª ed. Boca Raton: CRC PRESS, 2014. [Consult. 19 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://books.google.pt/books?id=OqWNAgAAQBAJ&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=OqWNAgAAQBAJ&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 978-1-4665-8729-8.

[221] YOON, In-Seok – **Reaction experimental study on Chloride binding behaviour in cement composition** [Em linha]. Delft: 2nd International symposium on service life design for infrastructure, 2010. [Consult. 19 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.rilem.org/images/publis/pro070-070.pdf>>.

[222] TOUTANJI, H. [et. al] – **Effect of Supplementary cementitious materials on the compressive strength and durability of short-term cured concrete** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 2004. vol. 34, p. 311-319. [Consult. 19 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884603002953>>.

[223] WESCHE, K. – **Fly ash in concrete: Properties and performance** [Em linha]. CRC Press, 2004. [Consult. 19 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=9UachEB59rIC&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=9UachEB59rIC&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 0-419-15790-5.

[224] GOMES, Augusto [et. al] – **Materiais de Construção: Cimento Portland e Adições** [Em linha] Instituto Superior Técnico, 2013. [Consult. 20 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779580606659/Texto\\_Cimento\\_2013.pdf](https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779580606659/Texto_Cimento_2013.pdf)>.

[225] LOSER, Roman [et. al] – **Chloride resistance of concrete and its binding capacity: Comparison between experimental results and thermodynamic modeling** [Em linha]. Cement and Concrete Composites, 2010. vol. 32, p. 34-42 [Consult. 20 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946509001255%20%5b12%5d>>.

[226] LOLLINI, Federica – **Effects of portland cement replacement with limestone on the properties of hardened concrete** [Em linha]. Cement and Concrete Composites, 2014. vol. 46, p. 32-40. [Consult. 20 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946513001753%20%5b13%5d>>.

[227] BOUBITSAS, Dimitrios – **Use of Limestone in Cement: The Effect on Strength and Chloride Transport in Mortars** [Em linha]. Borås: CBI Swedish Cement and Concrete Institute. [Consult. 20 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <https://www.tekna.no/ikbViewer/Content/897749/008%20-%20S135%20-%20Boubitsas%202013-06-04.pdf>>.

[228] FAGERLUND, Göran – **Imaginable effects of limestone filler on Chloride transport** [Em linha]. Lund Institute of Technology, 2005. [Consult. 20 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://lup.lub.lu.se/luur/download?func=downloadFile&recordId=1273762&fileId=1480741>>.

[229] SIDDIQUE, Rafat – **Waste materials and By-Products in Concrete** [Em linha]. Berlin: Springer, 2008. [Consult. 21 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://download.springer.com/static/pdf/56/bok%253A978-3-540-74294-4.pdf?auth66=1408914030\\_92360433336e3a48dc07ac9356c936cc&ext=.pdf](http://download.springer.com/static/pdf/56/bok%253A978-3-540-74294-4.pdf?auth66=1408914030_92360433336e3a48dc07ac9356c936cc&ext=.pdf)>.

[230] HEWLETT, Peter – **Lea's Chemistry of Cement and concrete** [Em linha]. 4<sup>th</sup> ed. Butterworth-Heinemann, 2003. [Consult. 21 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=v1JVu4iifnMC&hl=pt-PT&source=gbs\\_navlinks\\_s](http://books.google.pt/books?id=v1JVu4iifnMC&hl=pt-PT&source=gbs_navlinks_s)>. ISBN 978-0-7506-6256-7.

- [231] HILL, J. [et. al] – **The mineralogy and microstructure of three composite cements with high replacement levels** [Em linha]. Cement and Concrete Composites, 2002. vol. 24, p. 191-199. [Consult. 21 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946501000415>>.
- [232] THOMAS, Jeff [et. al] – **The Science of Concrete** [Em linha]. [Consult. 22 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://iti.northwestern.edu/cement/index.html>>.
- [233] NAWY, Edward G. – **Concrete Construction Engineering Handbook**. [Em linha]. 2<sup>nd</sup> ed. Boca Raton: CRC Press, 2008. [Consult. 22 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://books.google.pt/books?id=1OwkUrXuhjQC&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](http://books.google.pt/books?id=1OwkUrXuhjQC&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false)>. ISBN 978-0-8493-7492-0.
- [234] CHEN, Wei – **Hydration of Slag Cement: Theory, Modeling and Application** [Em linha]. University of Twente, 2007. [Consult. 22 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://doc.utwente.nl/57703/1/thesis\\_Chen.pdf](http://doc.utwente.nl/57703/1/thesis_Chen.pdf)>.
- [235] DHIR, Ravindra K. [et. al] – **Chloride binding in GGBS concrete** [Em linha]. Cement and Concrete Research, 1996. vol. 26, p. 1727-1773. [Consult. 25 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884696001809>>.
- [236] BARNES, P., BENSTED, J. – **Structure and Performance of cements** [Em linha] 2<sup>nd</sup> ed. London: CRC Press, 2002. [Consult. 25 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://books.google.pt/books?id=6wPpkyrWE5oC&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](http://books.google.pt/books?id=6wPpkyrWE5oC&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false)>. ISBN 0-273-47778-2.
- [237] POTGIETER, J. H. [et. al] – **Chloride binding effect of blast furnace slag in cement pastes containing added chlorides** [Em linha]. S. Afr. J. Chem., 2011. vol. 63, p. 108-114. [Consult. 25 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://repository.up.ac.za/bitstream/handle/2263/17083/Potgieter\\_Chloride-binding\(2011\).pdf?sequence=1](http://repository.up.ac.za/bitstream/handle/2263/17083/Potgieter_Chloride-binding(2011).pdf?sequence=1)>.
- [238] PEDEFERRI, Pietro – **Prevention of Corrosion in Concrete** [Em linha]. Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G.Natta". [Consult. 27 Agosto 2014]. Disponível na internet:<URL:<https://corsi.chem.polimi.it/bolzoni/Materials%20durability/Corrosion%20of%20Steel%20in%20concrete%20-%20Prevention.pdf>>.
- [239] JONES, A. E. K. [et. al] – **Development of an holistic approach to ensure the durability of new concrete construction**. Crowthorne: British Cement Association, 1997. ISBN 0-721-01522-0
- [240] POURBAIX, M. – **Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions**. 2<sup>nd</sup> ed. National Association of Corrosion Engineers, 1974. ISBN 978-0915567980.
- [241] PEREIRA, Diego Xavier – **Formas de corrosão com imagens detalhadas** [Em linha]. Universidade de São Paulo. [Consult. 3 Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAASVEAE/formas-corrosao-com-imagens-detalhadas>>.
- [242] ROBERGE, Pierre R. [et. al] – **Forms of corrosion in pictures** [Em linha]. Corrosion Doctors, 2008. [Consult. 3 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.corrosion-doctors.org/>>.

[243] GROMICKO, Nick – **Galvanic Corrosion** [Em linha]. International Association Nachi of Certified Home Inspectors. [Consult. 3 Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.nachi.org/galvanic-corrosion.htm>>.

[244] DAIGGER, Glen [et. al] – **Microbial corrosion: Corrosion Problems** [Em linha]. Microbe Detectives, 2014. [Consult. 3 Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://microbedetectives.com/>>.

[245] HUTCHINSON, Rob – **Hydrogen embrittlement High Strength Steels Achilles Heel – Part 2** [Em linha]. Metallurgical Associates. [Consult. 4 Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://metassoc.com/site/2013/06/hydrogen-embrittlement-high-strength-steels-achilles-heel-part-2/>>.

[246] SERGI, G., DUNSTER, A. – **Corrosion of steel in concrete: A review of the effect of humidity** Bracknel: ISH-BRE Press, 2004. ISBN 1860817300.

[247] HERNÁNDEZ, José Wilmar Calderón – **Efeito da temperatura de solubilização e da concentração de íons cloreto e sulfato sobre a resistência à corrosão por pite dos aços inoxidáveis austeníticos 17Cr-6Mn-5Ni e uns S3040** [Em linha]. Universidade de São Paulo, 2012. [Consult. 7 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://www.pmt.usp.br/lpe/LPE/Mestrado\\_CALDERON.pdf](http://www.pmt.usp.br/lpe/LPE/Mestrado_CALDERON.pdf)>.

[248] BÖHNI, H. – **Corrosion in Reinforced Concrete structures** [Em linha]. Padstow: Elsevier, 2005. [Consult. 8 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://books.google.pt/books?id=3Y-pAgAAQBAJ&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](http://books.google.pt/books?id=3Y-pAgAAQBAJ&printsec=frontcover&hl=pt-PT&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false)>. ISBN 0-8493-2583-8.

[249] MONTEMOR, M. F. [et. al] – **Corrosion behaviour of rebars in fly ash mortar exposed to carbon dioxide and chlorides** [Em linha]. Cement & Concrete Composites, 2002. vol. 24 p. 45-53. [Consult. 10 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://phdtree.org/pdf/29629015-corrosion-behaviour-of-rebars-in-fly-ash-mortar-exposed-to-carbon-dioxide-and-chlorides/>>.

[250] HAUKKA, Matii [et. al] – **The subtle effects of iron-containing metal surfaces on the reductive carbonylation of RuCl<sub>3</sub>** [Em linha]. [Consult. 20 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://pubs.rsc.org/en/content/articlelanding/2006/dt/b602834a/unauth#ldivAbstract>>.

[251] Integrated Publishing – **Filiform Corrosion** [Em linha]. [Consult. 20 Março 2014]. Disponível na internet:<URL:[http://navyaviation.tpub.com/14022/css/14022\\_132.htm](http://navyaviation.tpub.com/14022/css/14022_132.htm)>.

[252] FRANKEL, G. S. – **Pitting Corrosion of Metals: A review of the critical factors** [Em linha]. Journal of the Electrochemical Society, 1998. vol. 145. n.º 6. p. 2186-2198. [Consult. 16 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://kb.osu.edu/dspace/bitstream/handle/1811/45442/FrankelG\\_JournalElectrochemicalSociety\\_1998\\_v145n6\\_p2186-2198.pdf?sequence=1](http://kb.osu.edu/dspace/bitstream/handle/1811/45442/FrankelG_JournalElectrochemicalSociety_1998_v145n6_p2186-2198.pdf?sequence=1)>. ISSN 1945-7111.

[253] CLEMENTE, Daniel – **Cimbres fixos: Como e em que circunstâncias se deve utilizar um cembre fixo na construção de obras de arte?** [Em linha]. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2010. [Consult. 17 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://paginas.fe.up.pt/~projfeup/cd\\_2010\\_11/files/CIV217\\_relatorio.pdf](http://paginas.fe.up.pt/~projfeup/cd_2010_11/files/CIV217_relatorio.pdf)>.

[254] APPLETON, Júlio – **Execução de estruturas de betão**: da conceção à execução [Em linha]. Instituto Superior Técnico, 2013. [Consult. 17 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape1/documents/betao%2030set2013.pdf>>.

[255] MONTEIRO, Tony – **Cofragens**: Cofragens, Caracterização e Dimensionamento [Em linha]. Construção Civil Técnicas, 2014. [Consult. 17 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://construcaociviltecnicas.blogspot.pt/2014/03/cofragens-para-betao\\_6.html](http://construcaociviltecnicas.blogspot.pt/2014/03/cofragens-para-betao_6.html)>.

[256] **Cofragem Modulada Doka Framax Xlife** [Em linha]. DOKA – Informação ao utilizador, 2007. [Consult. 17 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.doka.com/\\_ext/downloads/downloadcenter/999764006\\_2007\\_04\\_online.pdf](http://www.doka.com/_ext/downloads/downloadcenter/999764006_2007_04_online.pdf)>.

[257] CARVALHO, Fabrício, PANAVELLI, Ricardo – **Infraestrutura** [Em linha]. Fabric Construções, 2003. [Consult. 18 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.fabricconstrucoes.com.br/infra-estrutura.php>>.

[258] **Durabilidade de estruturas de betão** [Em linha]. 2011. [Consult. 18 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.engenhariacivil.com/durabilidade-estruturas-betao>>.

[259] **How is vibrator applied to reinforced Concrete Member?** [Em linha]. 2012. [Consult. 18 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://civil-engg-world.blogspot.pt/2012/09/How-Vibrator-applied-reinforced-concrete-member.html>>.

[260] ZEMAJSIS, Jerzy Z. – **Role of concrete curing** [Em linha]. America's Cement Manufacturers. [Consult. 19 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.cement.org/for-concrete-books-learning/concrete-technology/concrete-construction/curing-in-construction>>.

[261] PEREIRA, Hélder Sousa, MARTINS, João Guerra – **Execução de Estruturas de Betão** [Em linha]. 2ª ed. Universidade Fernando Pessoa, 2011. [Consult. 19 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://forumdacasa.com/discussions/?PostBackAction=Download&AttachmentID=51457>>.

[262] Ministério das obras públicas, transportes e comunicações – **Portaria n.º 701-H/2008, de 29 de Julho** [Em linha]. 1ª série, Diário da Republica, 2008. n.º 145. [Consult. 25 Julho 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.dgie.mai.gov.pt/organizacao/Documents/Portaria701H%202008.pdf>>.

[263] **Galvanic Cathodic Protection of Steel in Concrete** [Em linha]. Metalnastri – AntiCorrosion Systems. [Consult. 28 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://pdf.directindustry.com/pdf/metalnastri/galvanic-catalogue/33780-168102.html>>.

[264] American Galvanizers Association – **Hot-Dip Galvanizing for Corrosion Protection of Steel Products** [Em linha]. [Consult. 29 de Setembro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://www.proinso.net/pub/doc/File/ingl/Hot-Dip%20Galvanizing%20for%20Corrosion%20Protection%20of%20steel%20Products.pdf>>.

[265] JANA, Dipayan, ERLIN, Bernard – **Carbonation as na Indicator of Crack Age** [Em linha]. Concrete International, 2007. [Consult. 1 de Outubro 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://jmst.ntou.edu.tw/marine/21-1/94-104.pdf>>.

[266] **Corrosão** [Em linha]. Wikipédia [Consult. 2 Março 2014]. Disponível na internet:<URL: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Corros%C3%A3o>>.

[267] NP EN 197-1. 2012. **Cimento Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes**. Monte da Caparica. Instituto Português da Qualidade.

[268] **Shot-peening** [Em linha]. [Consult. 5 de Outubro 2014]. Disponível na internet:<URL: [http://www.cmv.com.br/shot\\_peening.htm](http://www.cmv.com.br/shot_peening.htm)>.

[269] **Nitreção**: tratamento termoquímico [Em linha]. [Consult. 5 de Outubro 2014]. Disponível na internet:<URL:<http://www.ebah.pt/content/ABAAABbMoAJ/nitretacao>>.

[270] NT BUILD 492. 1999. **Concrete, mortar and cement-based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments**. Espoo. NORDTEST.

[271] TUUTTI, K. – **Corrosion of steel in concrete** [Em linha]. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

## Anexos

As Tabelas apresentadas no anexo A relacionam-se com os conteúdos teóricos abordados nos capítulos 2, 4 e 5. No que diz respeito ao anexo B, o qual é correspondente exclusivamente ao caso de estudo desta dissertação, subsistem algumas Tabelas que não foram referenciadas previamente aquando a análise dos resultados obtidos relativos à aplicação da metodologia de cálculo da LNEC E465. As Tabelas B.4 a B.11 exibem os cálculos efetuados para a determinação dos períodos de iniciação e de propagação da corrosão devido ao fenómeno da carbonatação, enquanto as Tabelas B.12 a B.19 constituem uma sistematização dos períodos de vida útil de projeto obtidos para a globalidade dos betões incluídos neste estudo e relativos às classes XC3 e XC4. De forma idêntica à organização estabelecida para o mecanismo da carbonatação, as Tabelas B.20 a B.47 expõem os resultados inerentes à aplicação dos modelos de cálculo dos períodos de iniciação e propagação da corrosão sob a ação dos cloretos, enquanto as Tabelas B.48 a B.55 sintetizam os períodos de vida útil de projeto quantificados para as classes XS1 e XS3. A totalidade destes elementos encontra-se disposta, sequencialmente, em função do aumento dos recobrimentos mínimos  $c_{min,dur}$ , respetivamente S4, S6, S6 + 5 mm e S6 + 10 mm.

## Anexo A

Tabela A.1 – Séria galvânica em água do mar (adaptado de [8])

Série galvânica em água do mar
Catódico (nobre)
↓
Platina
Ouro
Grafite
Titânio
Prata
Zircônio
Aços inoxidáveis AISI 316 e 317 (passivos)
Aço inoxidável AISI 304 (passivo)
Aço inoxidável AISI 430 (passivo)
Níquel (passivo)
Cuproníquel (70-30)
Bronzes
Cobre
Latões
Níquel (ativo)
Estanho
Chumbo
Aços inoxidáveis AISI 316 e 317 (ativos)
Aço inoxidável AISI 304 (ativo)
Ferro fundido
Aço ou ferro
Liga de Alumínio 2024
Cádmio
Liga de Alumínio 1100
Zinco
Magnésio e Ligas de Magnésio
↑
Anódico (ativo)

Tabela A.2 – Classificação estrutural recomendada (adaptado de [89])

Classe estrutural							
Critério	Classe de exposição ambiental						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
<b>Tempo de vida útil de projeto de 100 anos</b>	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes				
<b>Classe de resistência<sup>1) 2)</sup></b>	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C35/45$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50^{*1)}$ Reduzir 1 classe	$\geq C45/55^{*1)}$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50^{**1)}$ Reduzir 1 classe
<b>Elemento com geometria de laje (posição das armaduras não afetada pelo processo construtivo)</b>	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe
<b>Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão</b>	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe				

*\*1)  $\geq C50/60$  quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM II/A; \*\*1)  $\geq C60/75$  quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM II/A*

*1) Considera-se que a classe de resistência e a razão água-cimento estão relacionadas. Poderá considerar-se uma composição especial (tipo de cimento, razão água-cimento, fileres finos) a fim de obter uma baixa permeabilidade; 2) O limite pode ser reduzido de uma classe de resistência se a introdução de ar for superior a 4 %.*

Tabela A.3 – Requisitos relativos ao tipo, extensão, entidade responsável, documentação e âmbito da inspeção subdivididos pelas classes de execução 1, 2 e 3 (adaptado de [90])

	<b>Classe de execução 1</b>	<b>Classe de execução 2</b>	<b>Classe de execução 3</b>
<b>Tipo de inspeção</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual e medições aleatórias</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual e medições sistemáticas e regulares das maiores obras (todos os trabalhos de betonagem e de colocação das armaduras nos elementos estruturais importantes, tais como pilares e vigas)</li> <li>▪ Nos restantes elementos estruturais deverá ser realizada uma inspeção por verificações pontuais com uma extensão relacionada com a importância, durabilidade e capacidade resistente do elemento estrutural</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual</li> <li>▪ Inspeção pormenorizada de todas as obras importantes face à capacidade resistente e durabilidade da estrutura (inspeção da cofragem, das armaduras, da limpeza antes da betonagem, da betonagem, cura, etc.)</li> </ul>
<b>Quem realiza a inspeção</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Auto-inspeção (dirigida por quem constrói a obra)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Auto-inspeção</li> <li>▪ Inspeção de acordo com os procedimentos do construtor</li> <li>▪ Possíveis requisitos adicionais de especificação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Auto-inspeção</li> <li>▪ Inspeção de acordo com os procedimentos do construtor</li> <li>▪ Requisitos adicionais da especificação da execução realizados por uma empresa externa – <u>inspeção independente</u><sup>(1)</sup></li> </ul>
<b>Âmbito</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Todas as obras</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Além da auto-inspeção, deve haver uma inspeção sistemática e regular das obras com rotinas fixadas dentro da empresa que constrói a obra – <u>inspeção interna sistemática</u></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Além da auto-inspeção, e de uma <u>inspeção interna sistemática</u> pelos próprios construtores, pode ser requerida uma inspeção especial de acordo com as regulamentações nacionais ou especificação de execução</li> </ul>
<b>Relatório da inspeção</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Não requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requerido</li> </ul>	
<b>Geometria da construção acabada</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Não requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ De acordo com a especificação de execução</li> </ul>	

<sup>(1)</sup> Na eventualidade de ser requerida uma inspeção especial (ou independente), esta deverá ter uma extensão não inferior à da inspeção interna sistemática da classe de execução 2

Tabela A.4 – Parâmetros para a seleção da classe de execução (adaptado de [90])

	<b>Classe de execução 1</b>	<b>Classe de execução 2</b>	<b>Classe de execução 3</b>
<b>Tipo de construção</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edifícios até 2 andares</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edifícios com mais de 2 andares até 12</li> <li>▪ Pontes correntes com vãos &lt; 40 m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edifícios com mais de 12 andares</li> <li>▪ Pontes especiais</li> <li>▪ Grandes barragens</li> <li>▪ Edifício para centrais nucleares</li> <li>▪ Reservatórios</li> </ul>
<b>Tipo de elementos estruturais</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Lajes e vigas de betão armado com vãos ≤ 10 m</li> <li>▪ Pilares e paredes simples</li> <li>▪ Estruturas de fundações simples</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Lajes e vigas de betão armado com vãos &gt; 10 m</li> <li>▪ Pilares e paredes esbeltos</li> <li>▪ Maciços encabeçando estacas</li> <li>▪ Arcos com vão ≤ 10 m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Arcos e abóbadas de betão armado</li> <li>▪ Elementos fortemente comprimidos</li> <li>▪ Fundações especiais;</li> <li>▪ Arcos com vão &gt; 10 m</li> </ul>
<b>Tipo de construção/ tecnologias</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Estruturas com elementos pré-fabricados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Estruturas com elementos pré-fabricados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Estruturas com elementos pré-fabricados</li> <li>▪ Tolerâncias especiais</li> </ul>
<b>Tipo de materiais em obra:</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Betão conforme a NP EN 206-1;</li> <li>▪ Classe de exposição;</li> <li>▪ Armaduras;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Até C25/30, inclusive</li> <li>▪ X0, XC1, XC2</li> <li>▪ Para betão armado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Qualquer classe de resistência</li> <li>▪ Qualquer classe de exposição</li> <li>▪ Para betão armado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Qualquer classe de resistência</li> <li>▪ Qualquer classe de exposição</li> <li>▪ Para betão armado</li> </ul>

Tabela A.5 – Inspeção da produção do betão [90]

<b>Item</b>	<b>Método</b>	<b>Requisito</b>	<b>Classe de execução 1</b>	<b>Classe de execução 2</b>	<b>Classe de execução 3</b>
Especificação do betão	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Visual</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ NP EN 206-1</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Antes do início da produção</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Antes do início da produção</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Antes do início da produção</li> </ul>
Inspeção da produção do betão	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Exame dos certificados quando disponíveis</li> <li>▪ Inspeção visual quando não houver inspeção por uma entidade independente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Certificado de controlo da produção emitido por um organismo de certificação autorizado</li> <li>▪ Em alternativa, inspeção da central de produção (de acordo com a NP EN 206-1)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Novo fornecedor em caso de dúvida</li> <li>▪ Novo fornecedor em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Novo fornecedor em caso de dúvida</li> <li>▪ Novo fornecedor em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Novo fornecedor em caso de dúvida</li> <li>▪ Novo fornecedor em caso de dúvida</li> </ul>
Planeamento da produção	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Informação dizendo respeito à produção</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Informação escrita</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Informação escrita</li> </ul>

Tabela A.6 – Inspeção do betão fresco [90]

Item	Método	Requisito	Classe de execução 1	Classe de execução 2	Classe de execução 3
Guia de remessa quando aplicável	<ul style="list-style-type: none"> <li>Inspeção visual</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Conformidade com a especificação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> </ul>
Consistência do betão	<ul style="list-style-type: none"> <li>Inspeção visual</li> <li>Usando um ensaio de consistência adequado<sup>1)</sup></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Consistência conforme requerido</li> <li>Conformidade com classe de consistência</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aleatória</li> <li>Só em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> <li>Quando se colherem amostras para ensaios de betão endurecido e em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> <li>Quando se colherem amostras para ensaios de betão endurecido e em caso de dúvida</li> </ul>
Homogeneidade do betão	<ul style="list-style-type: none"> <li>Inspeção visual</li> <li>Ensaio por comparação de propriedades de amostras individuais colhidas de partes diferentes de uma amassadura<sup>3)</sup></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aspeto homogéneo</li> <li>As amostras individuais devem ter as mesmas propriedades<sup>4)</sup></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>
Ensaio de identidade para a resistência à compressão	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ensaio de acordo com a NP EN 206-1<sup>2)</sup></li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Para betão sem marcação CE ou por certificação por entidade independente</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Para betão sem marcação CE ou por certificação por entidade independente</li> <li>De acordo com as especificações de execução</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Para betão sem marcação CE ou por certificação por entidade independente</li> <li>De acordo com as especificações de execução</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>
Teor de ar	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ensaio no estaleiro de acordo com a NP EN 206-1</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Conformidade com a especificação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aleatória</li> <li>De acordo com as especificações</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aleatória</li> <li>De acordo com as especificações</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aleatória</li> <li>De acordo com as especificações</li> <li>Em caso de dúvida</li> </ul>
Outras características:	<sup>3)</sup>	<sup>3)</sup>			
Redoseamento	<ul style="list-style-type: none"> <li>Registo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dosagem e tipo de agente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A cada entrega</li> </ul>
Hora de chegada	<ul style="list-style-type: none"> <li>Registo</li> </ul>	<sup>5)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>
Hora de colocação	<ul style="list-style-type: none"> <li>Registo</li> </ul>	<sup>5)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>
Temperatura	<ul style="list-style-type: none"> <li>Registo</li> </ul>	<sup>5)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quando requerido</li> </ul>

<sup>1)</sup> O critério de identidade deve ser o estabelecido na NP EN 206-1 para uma amostra individual; <sup>2)</sup> Ensaio de identidade de resistência quando requerido; <sup>3)</sup> De acordo com normas especificadas ou acordadas; <sup>4)</sup> Dentro da fidelidade do ensaio e variabilidade acordada das tolerâncias; <sup>5)</sup> De acordo com a NP EN 206-1 e a especificação de execução.

Tabela A.7 – Inspeção das operações anteriores à betonagem [90]

Item	Classe de execução 1	Classe de execução 2	Classe de execução 3
Planeamento de inspeção		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Resultados de betonagens de ensaio se existirem</li> <li>▪ Acordo acerca do Controlo da Qualidade</li> <li>▪ Plano de inspeção</li> <li>▪ Lista de equipamento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Resultados de betonagem de ensaio se existirem</li> <li>▪ Acordo acerca do Controlo da Qualidade</li> <li>▪ Plano de inspeção</li> <li>▪ Lista de equipamento</li> <li>▪ Lista de operadores</li> </ul>
Inspeção	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual</li>   <li>▪ Inspeção em caso de dúvida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual e aleatória</li> <li>▪ Estabilidade dos cimbres e das cofragens</li> <li>▪ Exame visual de: <ul style="list-style-type: none"> <li>– esticadores</li> <li>– estanquidade do molde</li> <li>– limpeza do molde</li> <li>– quantidade de agente descofrante</li> <li>– saturação do molde</li> <li>– junta de construção</li> <li>– sequência de betonagem planeada</li> <li>– acesso</li> <li>– fornecimento planeado</li> <li>– recobrimento</li> </ul> </li> <li>▪ Dimensão das medidas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Exame antes de cada betonagem</li> <li>▪ Estabilidade dos cimbres e das cofragens</li> <li>▪ Exame visual de: <ul style="list-style-type: none"> <li>– esticadores</li> <li>– estanquidade do molde</li> <li>– limpeza do molde</li> <li>– quantidade de agente descofrante</li> <li>– saturação do molde</li> <li>– junta de construção</li> <li>– sequência de betonagem planeada</li> <li>– acesso</li> <li>– fornecimento planeado</li> <li>– recobrimento</li> </ul> </li> <li>▪ Dimensão das medidas</li> </ul>

Tabela A.8 – Inspeção da colocação e compactação do betão [90]

Item	Classe de execução 1	Classe de execução 2	Classe de execução 3
Planeamento de inspeção		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instruções para os operadores</li> <li>▪ Cadência de colocação</li> <li>▪ Sequência de colocação</li> <li>▪ Espessura da camada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instruções para os operadores</li> <li>▪ Cadência de colocação</li> <li>▪ Sequência de colocação</li> <li>▪ Espessura da camada</li> <li>▪ Desenho ou diagrama de processo</li> </ul>
Inspeção das superfícies moldadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual e aleatória:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>– condições atmosféricas</li> <li>– cadência de colocação</li> <li>– sequência de colocação</li> <li>– espessura da camada</li> <li>– segregação</li> <li>– consistência</li> <li>– número de vibradores de agulha</li> <li>– diâmetro dos vibradores de agulha</li> <li>– distância de penetração</li> <li>– profundidade de penetração</li> <li>– revibração</li> <li>– vibradores aplicados a cofragens</li> <li>– vibradores de superfície</li> <li>– movimentos do betão</li> <li>– deformação do molde</li> <li>– fixação de peças embebidas</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção da totalidade da betonagem:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>– condições atmosféricas</li> <li>– cadência de colocação</li> <li>– sequência de colocação</li> <li>– espessura da camada</li> <li>– segregação</li> <li>– consistência</li> <li>– número de vibradores de agulha</li> <li>– diâmetro dos vibradores de agulha</li> <li>– distância de penetração</li> <li>– profundidade de penetração</li> <li>– revibração</li> <li>– vibradores aplicados a cofragens</li> <li>– vibradores de superfície</li> <li>– movimentos do betão</li> <li>– deformação do molde</li> <li>– fixação de peças embebidas</li> </ul> </li> </ul>
Inspeção das superfícies livres		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual e aleatória:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>– leitada superficial</li> <li>– uniformidade da superfície</li> <li>– formação de crosta</li> <li>– momento do fim da compactação</li> <li>– momento do acabamento</li> <li>– proteção da superfície</li> </ul> </li> <li>▪ Medição dos desvios da superfície de acordo com as especificações de projeto</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção da totalidade da betonagem:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>– leitada superficial</li> <li>– uniformidade da superfície</li> <li>– formação de crosta</li> <li>– momento do fim da compactação</li> <li>– momento do acabamento</li> <li>– proteção da superfície</li> </ul> </li> <li>▪ Medição dos desvios da superfície de acordo com as especificações de projeto</li> </ul>

Tabela A.9 – Inspeção da proteção e cura [90]

Item	Classe de execução 1	Classe de execução 2	Classe de execução 3
Planeamento de inspeção		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Procedimento para a proteção contra a secagem prematura e a congelação</li> <li>▪ Procedimento para o controlo da temperatura</li> <li>▪ Sistema de monitorização da temperatura e registo da maturidade</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Procedimento para a proteção contra a secagem prematura e a congelação</li> <li>▪ Procedimento para o controlo da temperatura</li> <li>▪ Sistema de monitorização da temperatura e registo da maturidade</li> <li>▪ Cálculo do desenvolvimento e distribuição da temperatura, de acordo com as especificações de projeto</li> </ul>
Inspeção	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção visual e aleatória:               <ul style="list-style-type: none"> <li>– proteção contra a secagem prematura, maturidade</li> <li>– proteção contra a congelação</li> <li>– tempo de descofragem, maturidade</li> <li>– diferenças de temperatura</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inspeção da totalidade da betonagem:               <ul style="list-style-type: none"> <li>– proteção contra a secagem prematura, maturidade</li> <li>– proteção contra a congelação</li> <li>– tempo de descofragem, maturidade</li> <li>– diferenças de temperatura</li> </ul> </li> </ul>

Tabela A.10 – Inspeção das operações após a betonagem [90]

Item	Classe de execução 1	Classe de execução 2	Classe de execução 3
Planeamento de inspeção		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instruções de acordo com as especificações de projeto</li> </ul>	
Inspeção	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Verificação geométrica</li> <li>▪ Inspeção visual</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Verificação geométrica</li> <li>▪ Resistência e maturidade na idade de descofragem</li> <li>▪ Aspeto de superfície:               <ul style="list-style-type: none"> <li>– buracos</li> <li>– ninhas de brita</li> <li>– perda de leitada</li> <li>– bolhas</li> <li>– fissuras</li> <li>– abertura de fissuras</li> </ul> </li> <li>▪ Ligações:               <ul style="list-style-type: none"> <li>– varões de espera</li> <li>– parafusos ou varões roscados</li> <li>– inserções</li> <li>– acessórios</li> </ul> </li> <li>▪ Recobrimento:               <ul style="list-style-type: none"> <li>– verificação com medidor de recobrimento se requerido pelas especificações de projeto</li> </ul> </li> </ul>	

Tabela A.11 – Princípios e respetivos métodos referentes à prevenção da corrosão das armaduras (adaptado de [1] [23] [26])

Número do princípio e designação	Definição do princípio	Métodos baseados no princípio	Notas relevantes
Princípio 1 <b>Proteção contra o ingresso</b>	Medidas para reduzir a porosidade ou a permeabilidade da camada superficial do betão	<b>Impregnação</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ A espessura mínima da película seca (<math>d_{min}</math>) é definida como o frátil inferior de 5% da distribuição normal relativo às medições de espessura</li> <li>▪ Para aplicação, a espessura mínima absoluta da película seca deverá ser pelo menos <math>0,7 d_{min}</math></li> </ul>
Princípio 2 <b>Controlo da humidade</b>	Manutenção do teor de humidade no betão, dentro de uma gama de valores que permita a secagem do betão e evite a acumulação de água	<b>Impregnação Hidrofóbica</b>	
Princípio 8 <b>Aumento da resistividade</b>	Aumentar a resistividade elétrica do betão (proteção superficial)	<b>Revestimentos</b>	
Princípio 9 <b>Controlo catódico</b>	Restrição do acesso do oxigénio às áreas potencialmente catódicas da armadura impedindo a corrosão por inatividade de cátodos (impossibilitando a produção de uma reação anódica)	<b>Limitação do teor de oxigénio (no cátodo) por saturação do betão ou revestimento (membrana)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Alguns inibidores de corrosão trabalham sob as zonas catódicas</li> </ul>
Princípio 10 <b>Proteção catódica</b>	Proteção eletroquímica obtida através do decréscimo do potencial de corrosão para um nível onde a velocidade de corrosão do metal é significativamente reduzida	<b>Aplicação de potencial elétrico</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ A aplicação de potencial elétrico pode ser utilizada através correntes elétricas provenientes de uma fonte externa (corrente imposta) ou utilizando ações galvânicas (ânodos de sacrifício)</li> </ul>
Princípio 11 <b>Controlo das áreas anódicas</b>	Criação de condições que impossibilitem a participação das áreas potencialmente anódicas numa reação eletroquímica de corrosão	<b>Revestimento ativo da armadura</b>  <b>Revestimento barreira da armadura</b>  <b>Aplicação de inibidores de corrosão sobre o betão</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <u>Revestimento ativo</u>: contem pigmentos eletricamente ativos que podem funcionar como inibidores ou fornecer proteção catódica localizada</li> <li>▪ <u>Revestimentos barreira</u>: revestimentos que isolam a armadura da água dos poros da matriz cimentícia envolvente</li> </ul>

## Anexo B

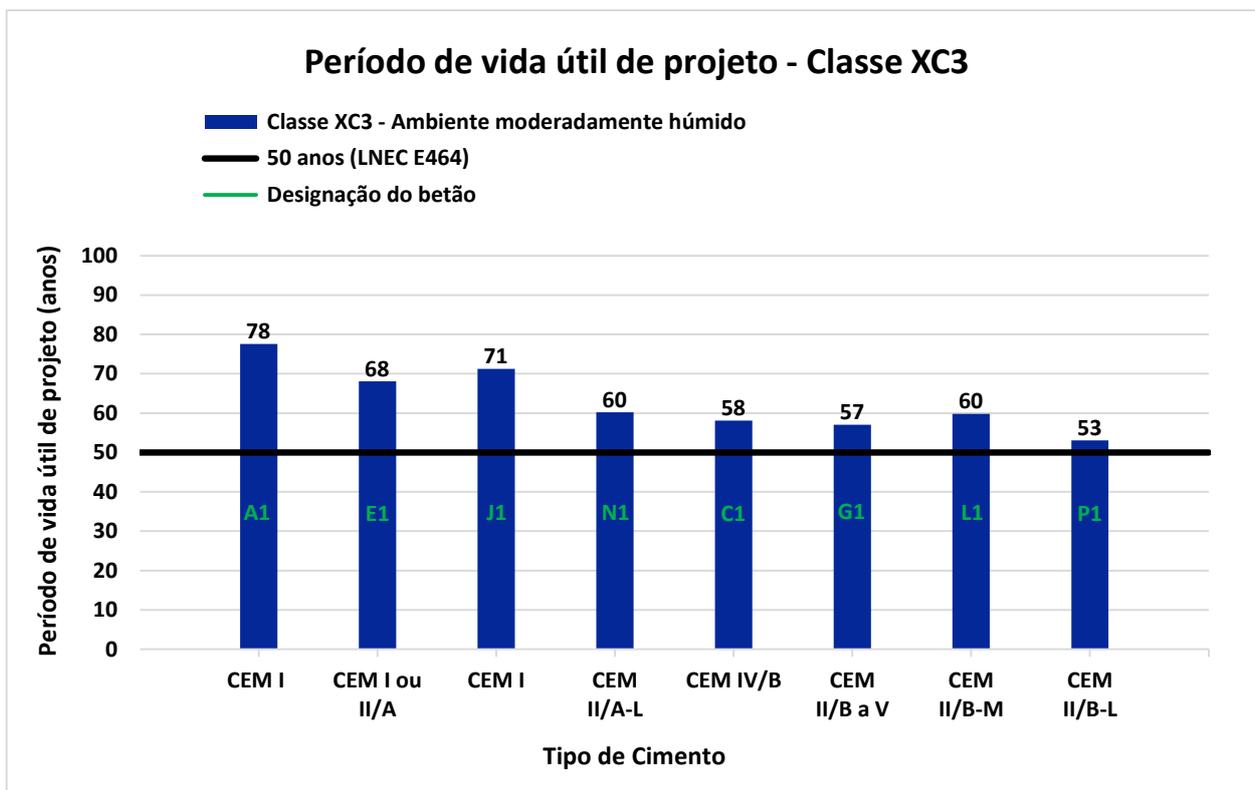


Figura B.1 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur}$  – S4 ; classe de fiabilidade – RC2)

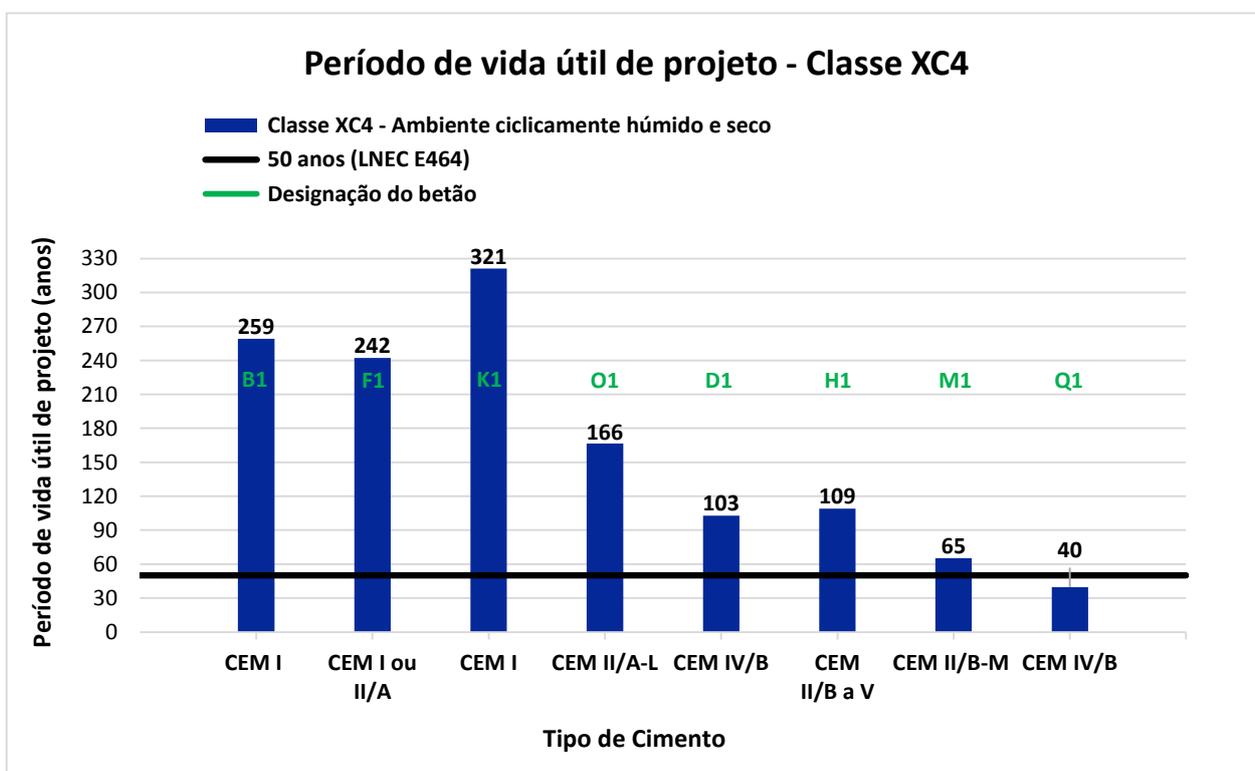


Figura B.2 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur}$  – S4 ; classe de fiabilidade – RC2)

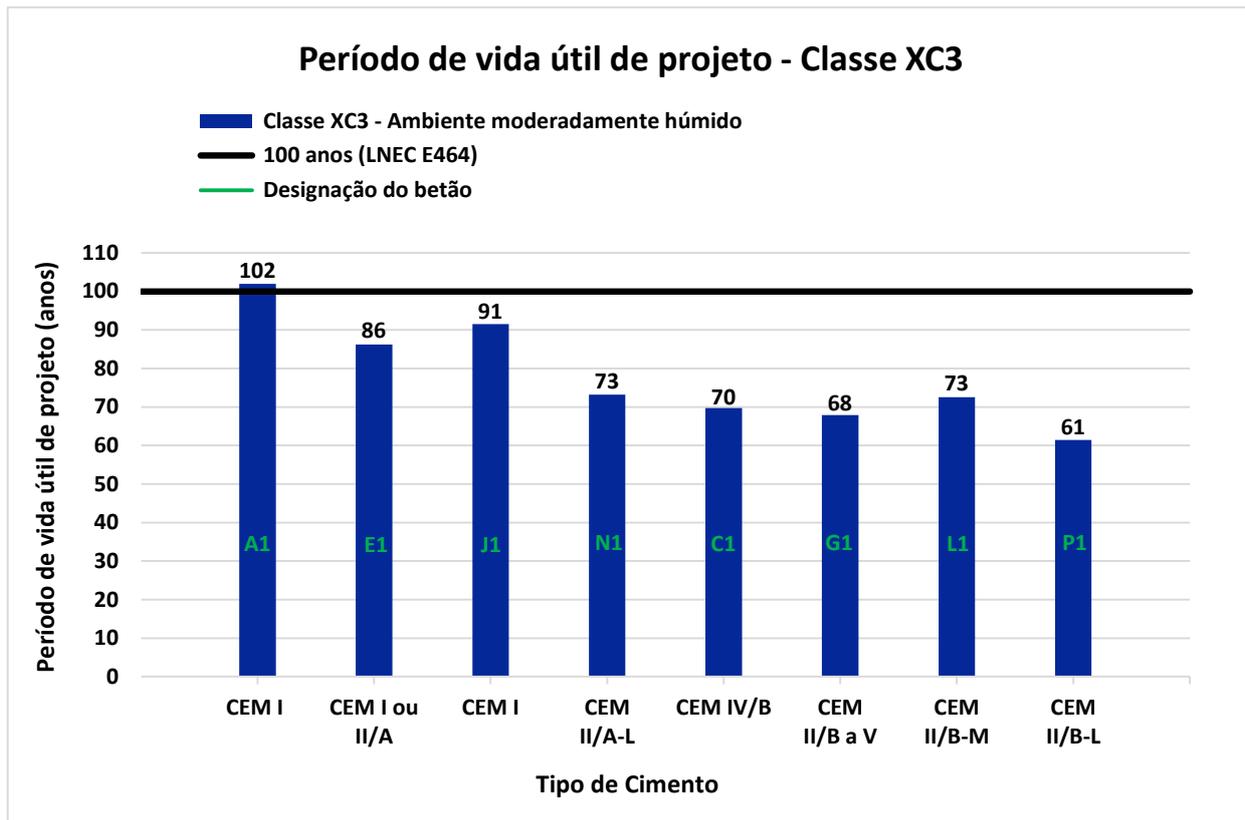


Figura B.3 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur}$  – S6 ; classe de fiabilidade – RC3)

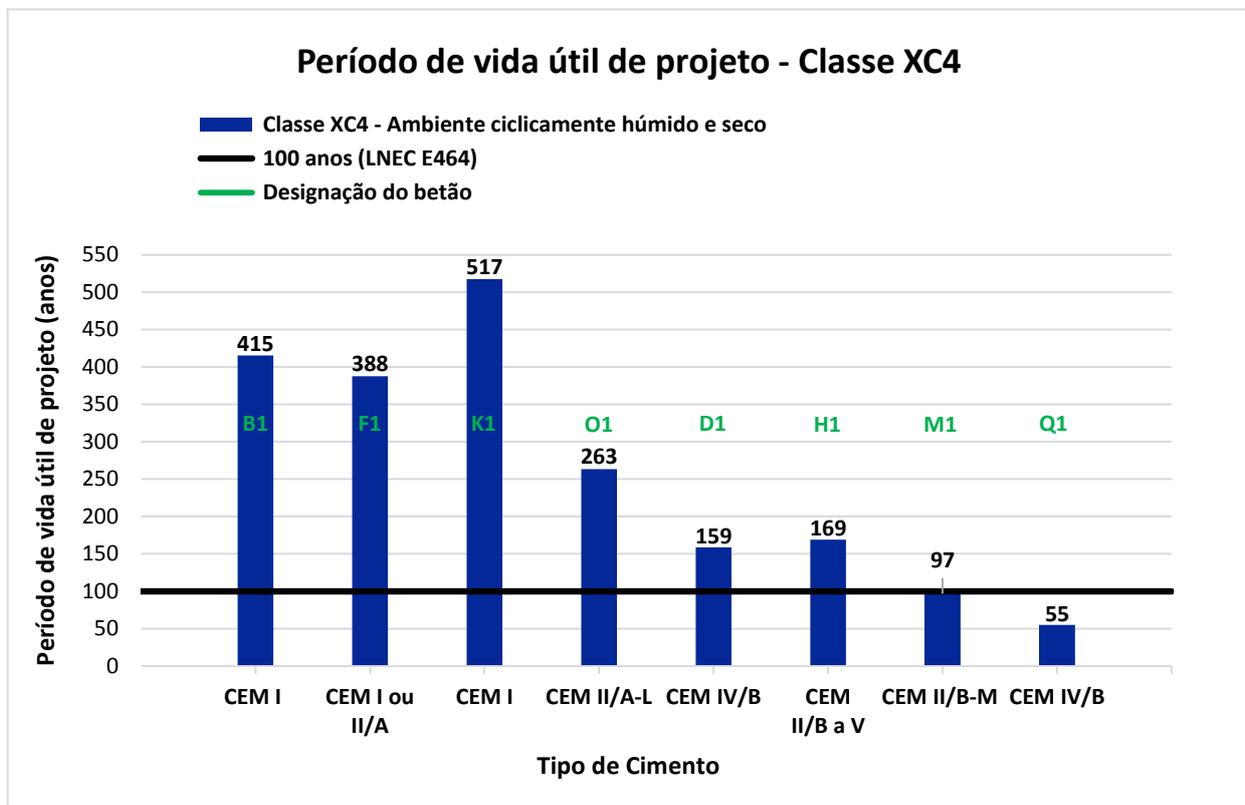


Figura B.4 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur}$  – S6 ; classe de fiabilidade – RC3)

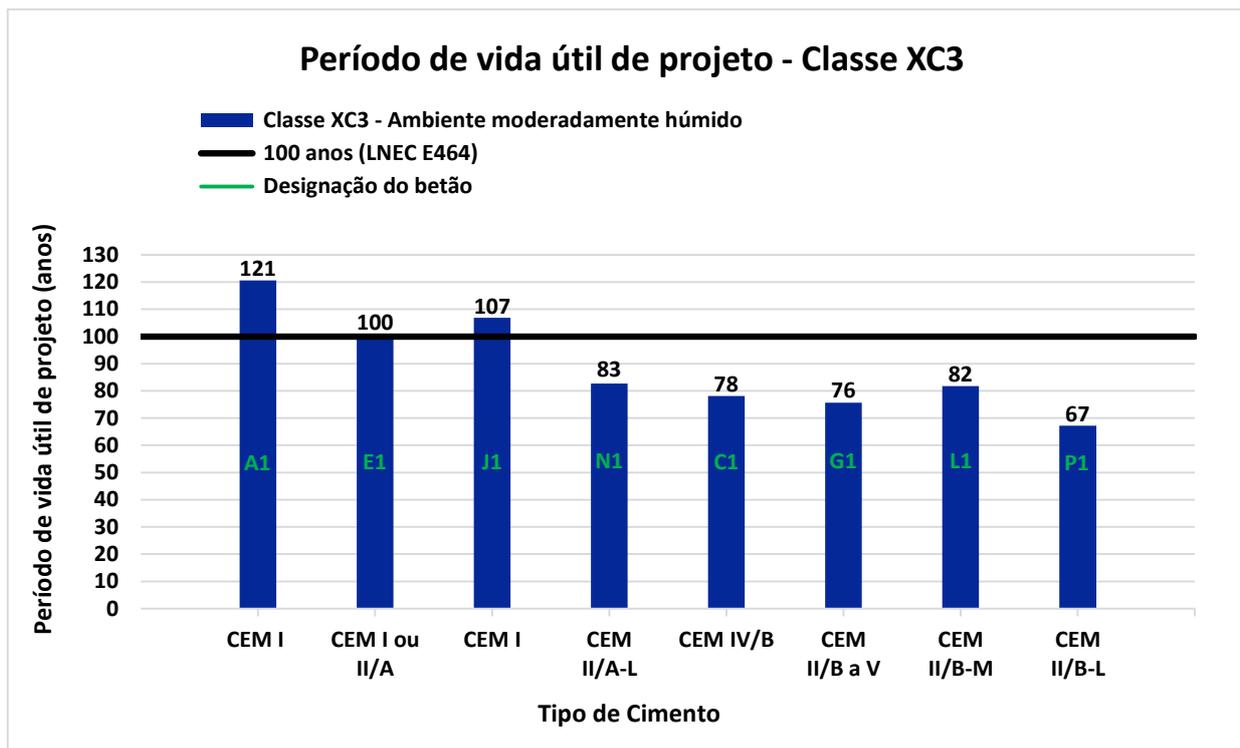


Figura B.5 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

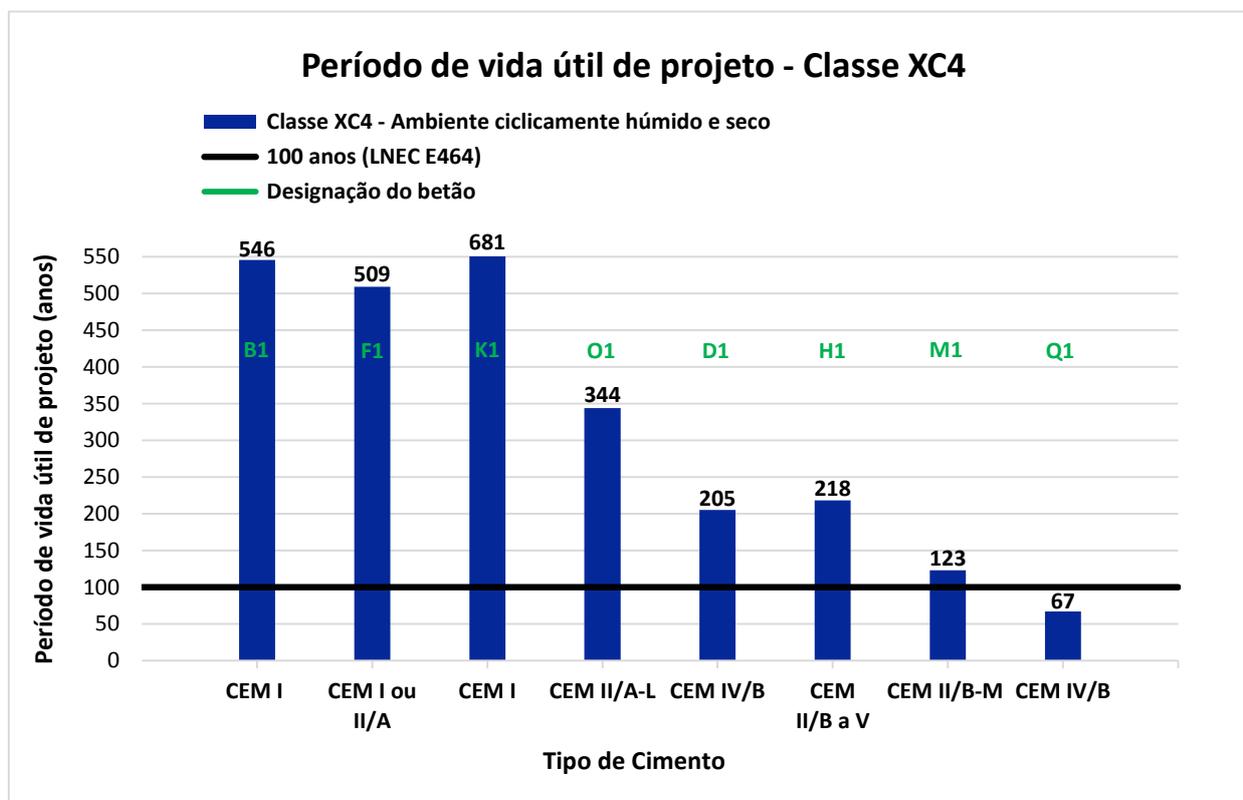


Figura B.6 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

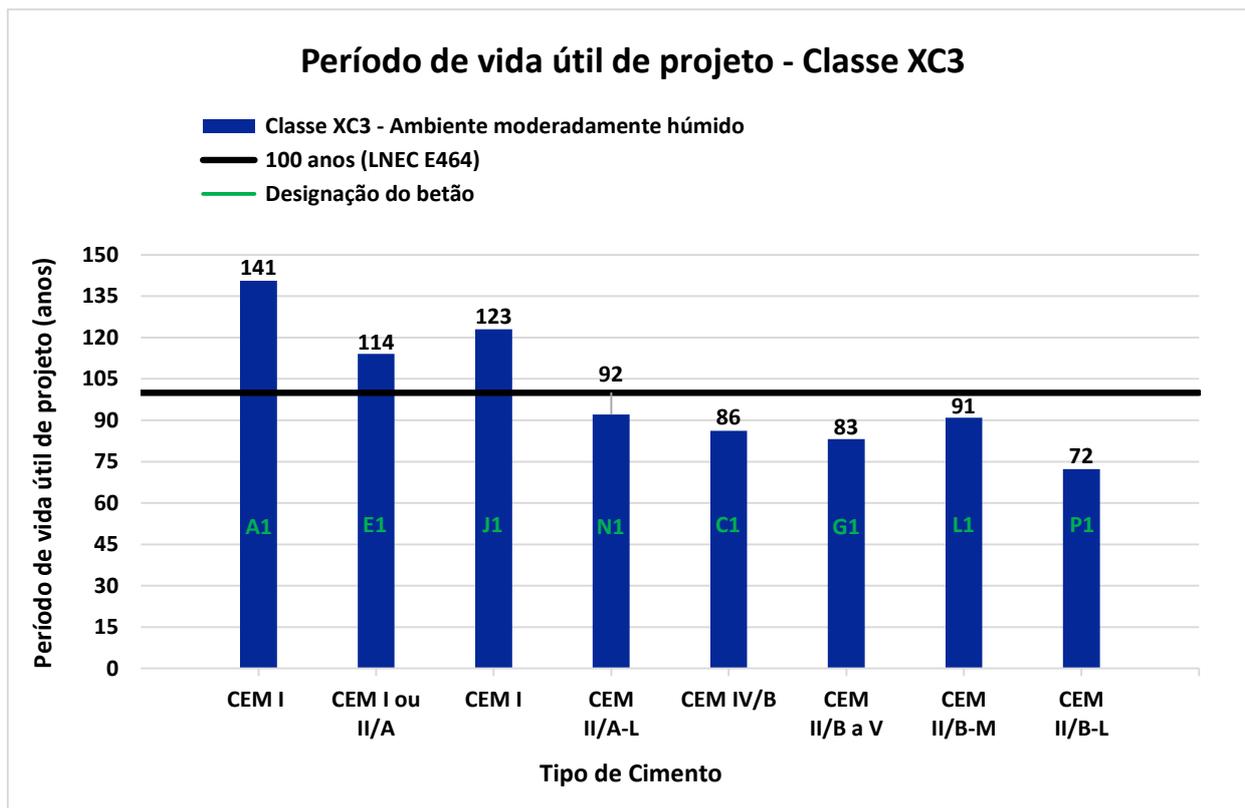


Figura B.7 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 \text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

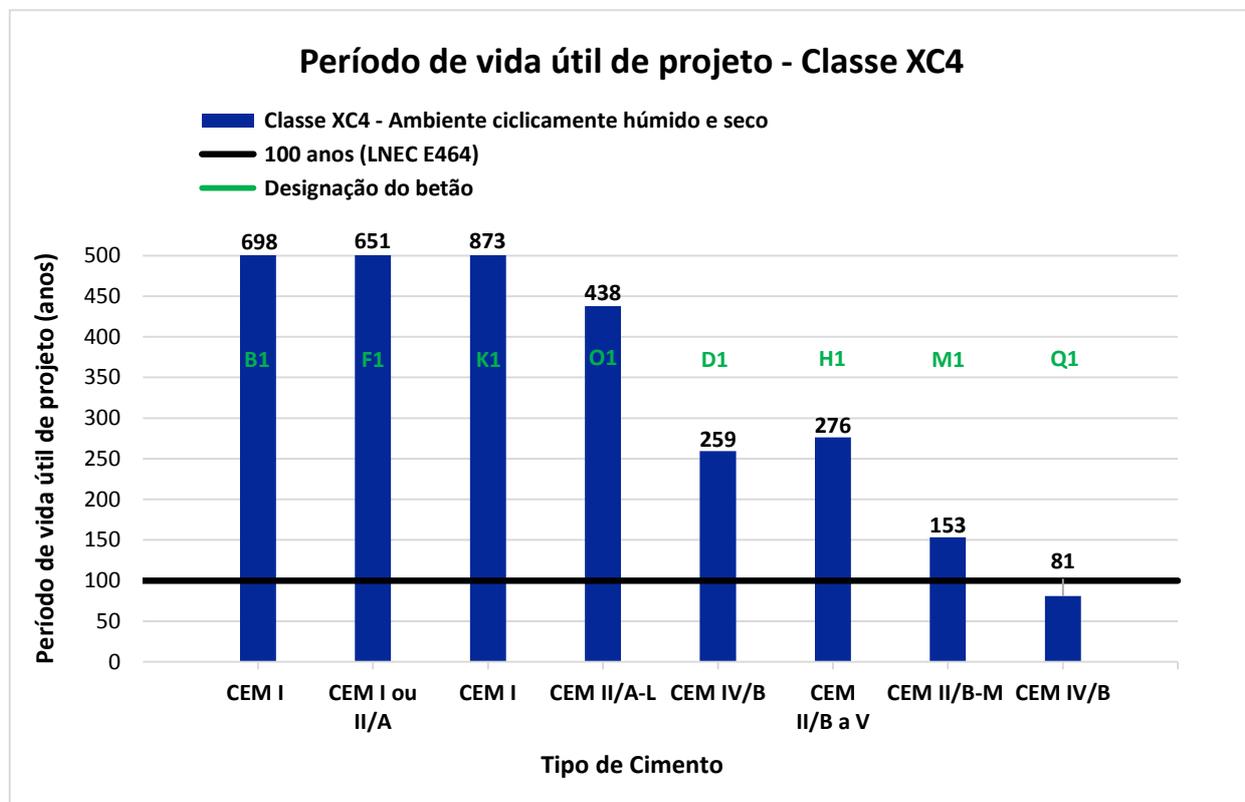


Figura B.8 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 \text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

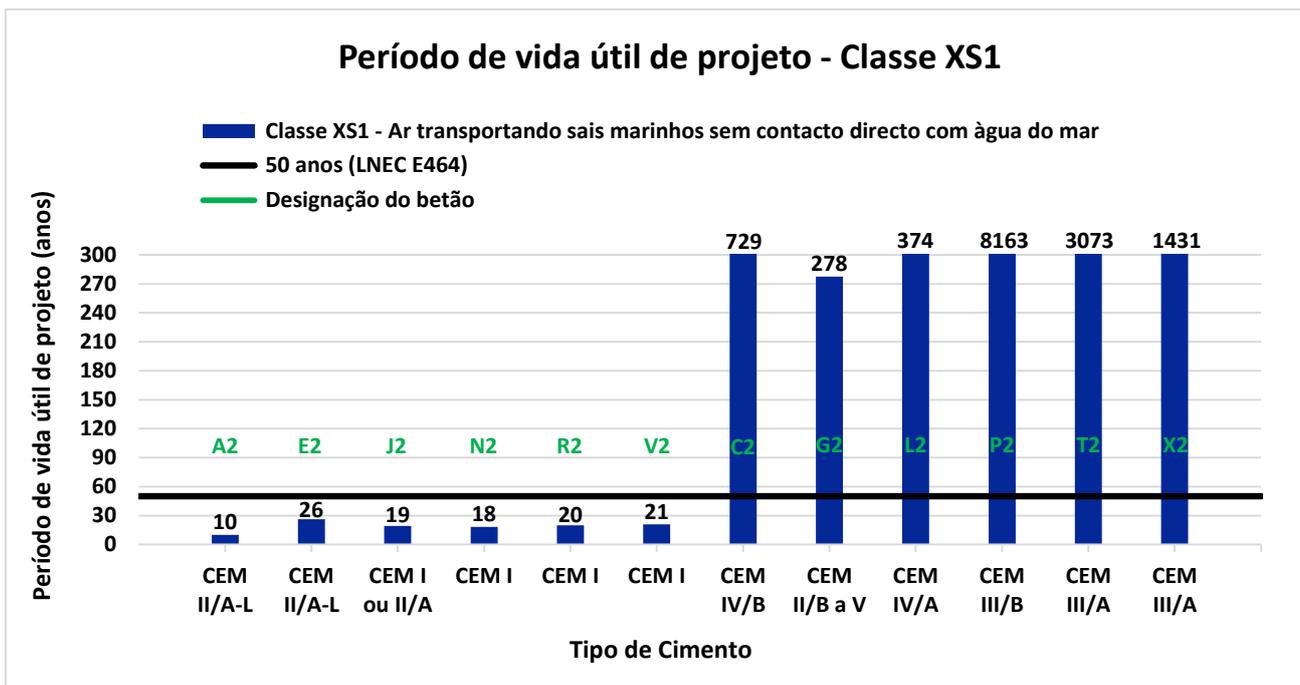


Figura B.9 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur}$  – S4 ; classe de fiabilidade – RC2)

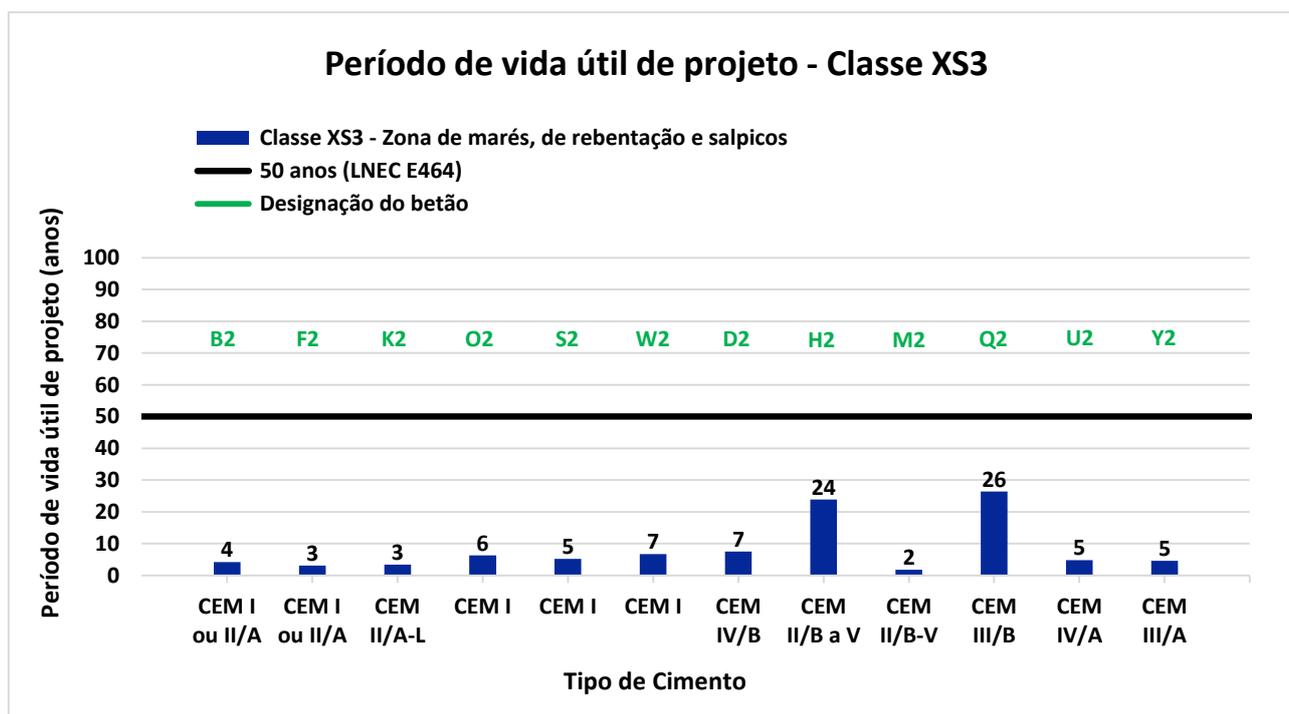


Figura B.10 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur}$  – S4 ; classe de fiabilidade – RC2)

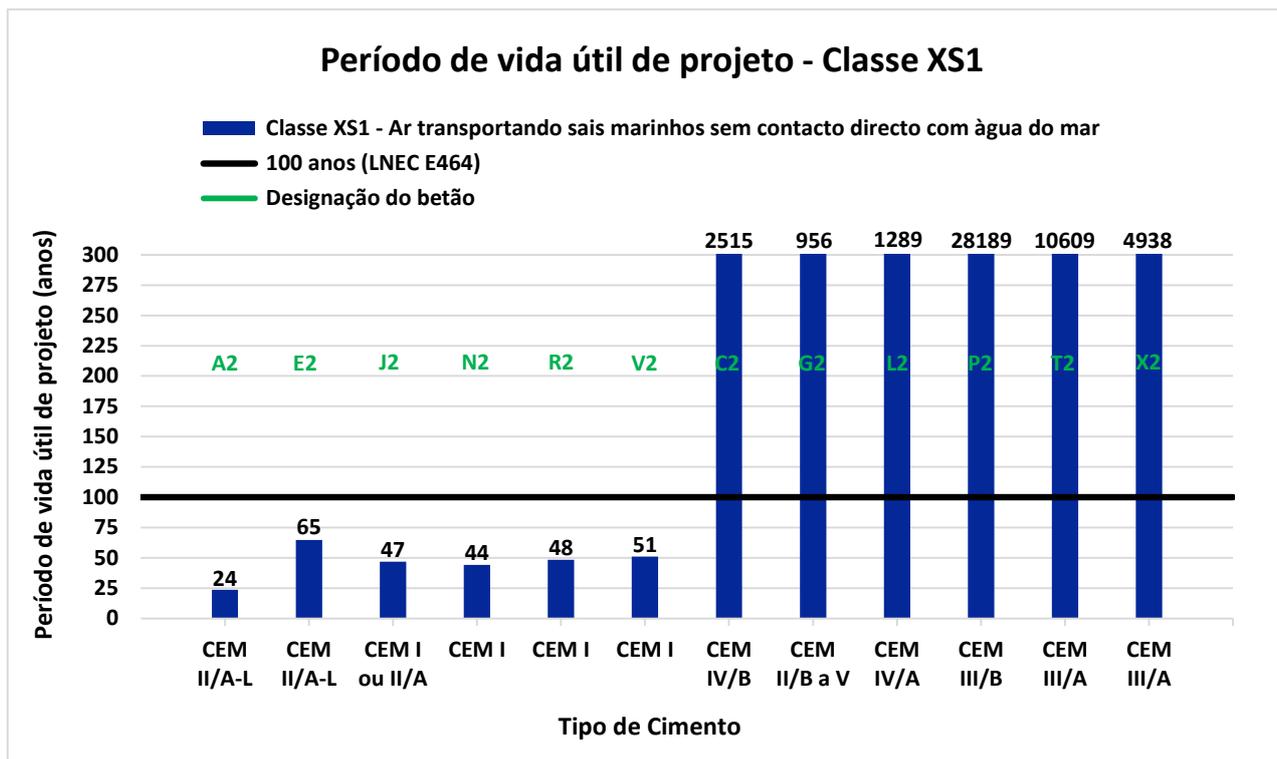


Figura B.11 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6$  ; classe de fiabilidade – RC3)

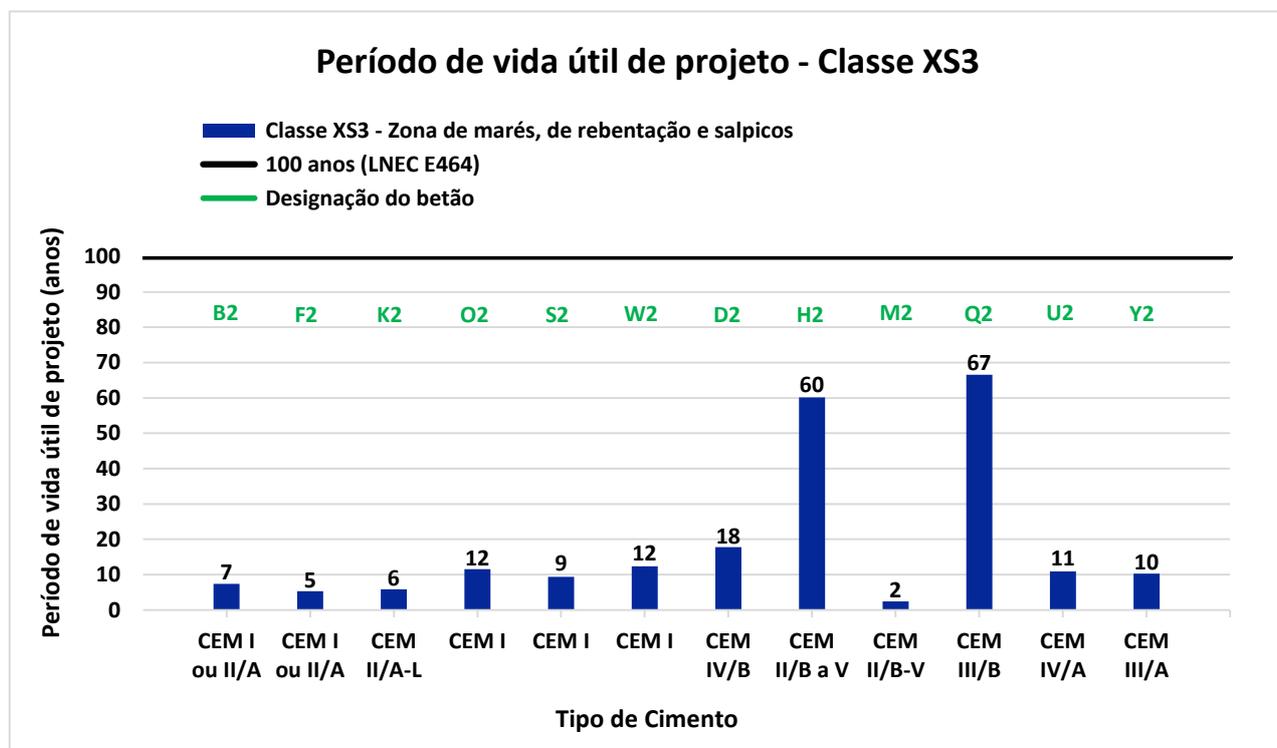


Figura B.12 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6$  ; classe de fiabilidade – RC3)

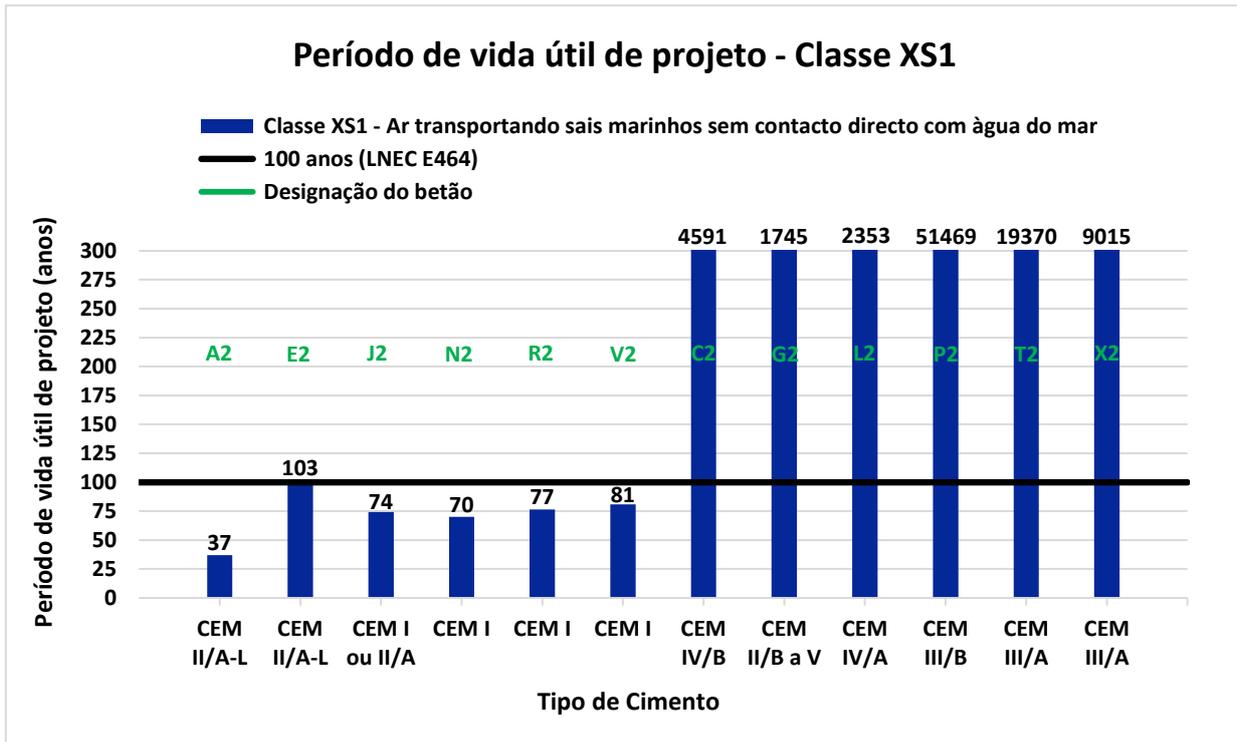


Figura B.13 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

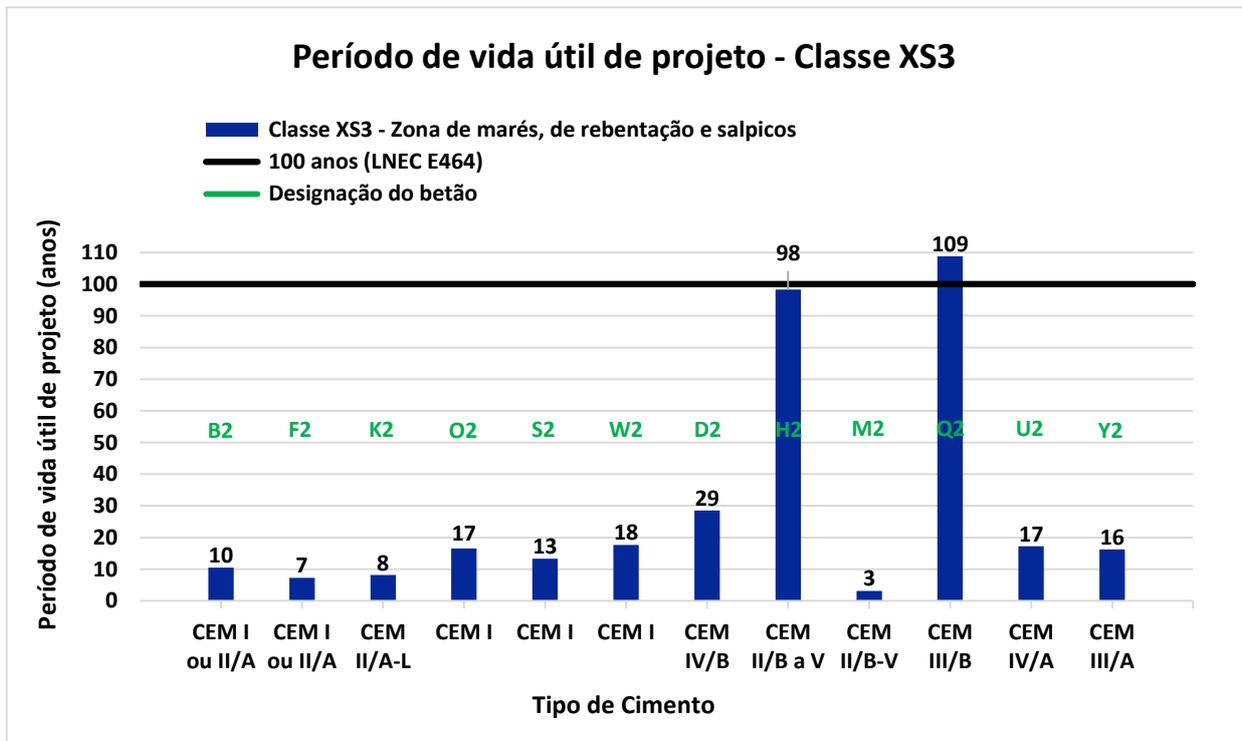


Figura B.14 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

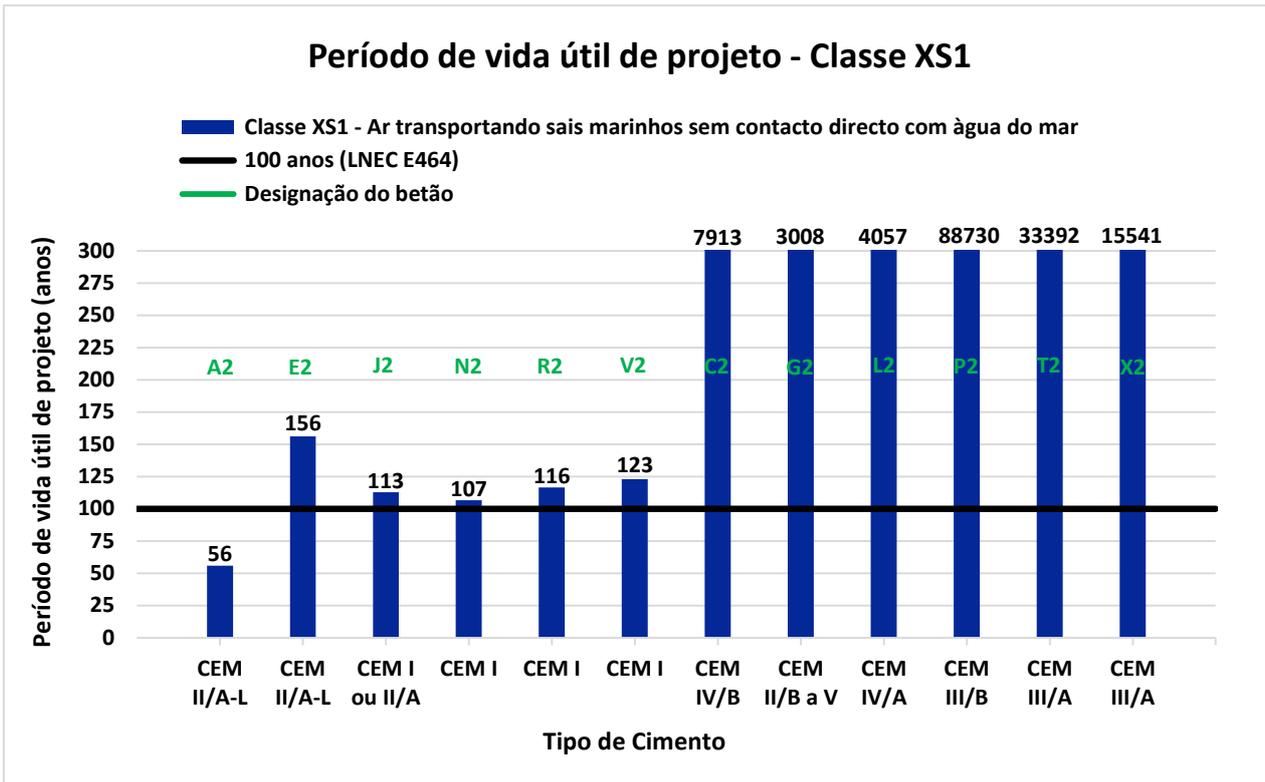


Figura B.15 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 \text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

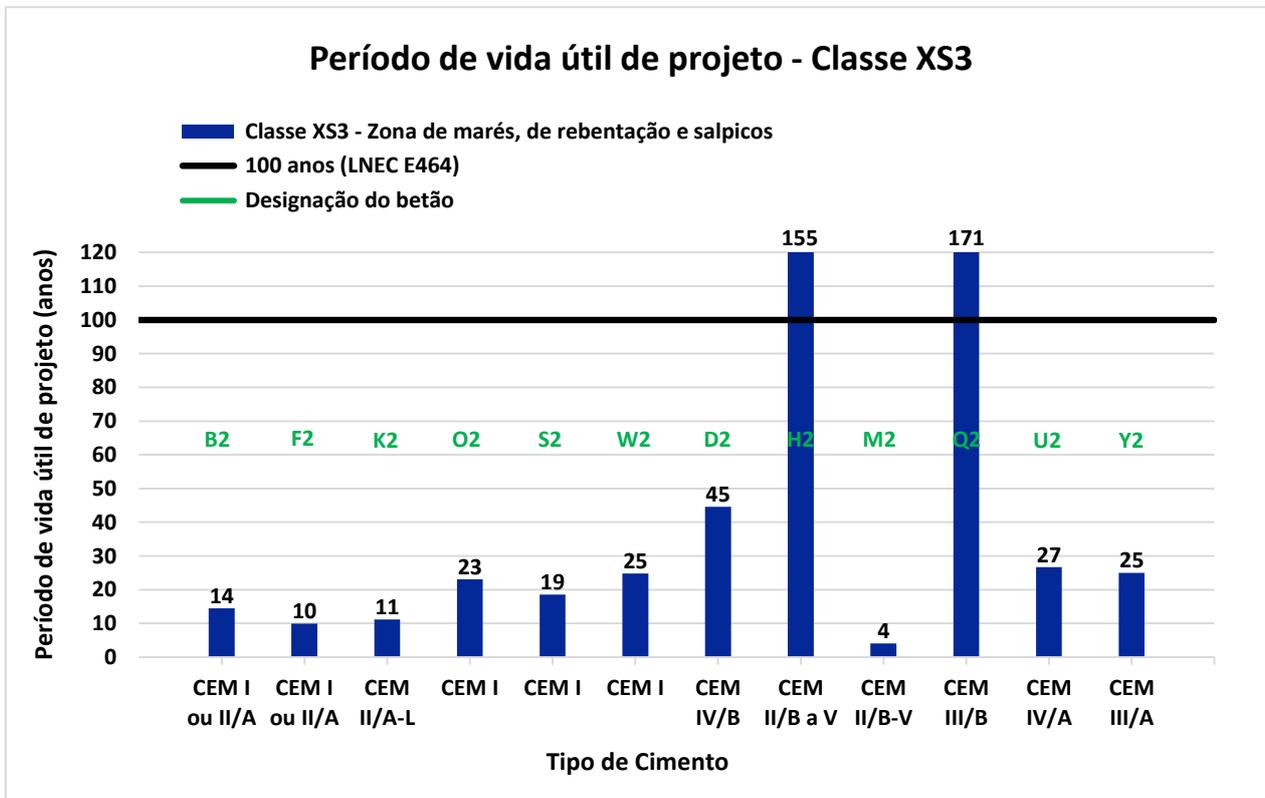


Figura B.16 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 \text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Tabela B.1 – Coletânea de dados de ensaios laboratoriais relativos à resistência à carbonatação

Designação do betão*	Classe de resistência / Resistência à compressão**	Tipo de cimento	Dosagem de cimento ( $kg/m^3$ )	Razão a/c	$R_{C65}$ ( $kg.ano/m^5$ )	Classe de exposição (cálculo)
A1 [182]	49,7	CEM I 32,5R	300	0,50	297	XC3
B1 [182]	52,9	CEM I 32,5R	340	0,45	361	XC4
C1 [182]	46,4	CEM IV/B 32,5N <sup>a)</sup>	300	0,50	106	XC3
D1 [182]	52,5	CEM IV/B 32,5N <sup>a)</sup>	340	0,45	151	XC4
E1 [183]	C30/37	CEM I ou II/A	–	0,46	205	XC3
F1 [183]	C35/45	CEM I ou II/A	–	0,42	340	XC4
G1 [183]	C30/37	CEM II/B até V	–	0,46	95	XC3
H1 [183]	C35/45	CEM II/B até V	–	0,42	160	XC4
J1 [194]	44,2	CEM I 42,5R	360	0,55	236	XC3
K1 [194]	51	CEM I 42,5R	390	0,55	437	XC4
L1 [187]	40	CEM II/B-M <sup>b)</sup>	340	0,44	123	XC3
M1 [185]	50	CEM II/B-M <sup>c)</sup>	350	0,43	92	XC4
N1 [202]	42,8	CEM II/A-L	370	0,51	127	XC3
O1 [202]	53,9	CEM II/A-L	390	0,43	241	XC4
P1 [184]	41,1	CEM II/B-L <sup>d)</sup>	320	0,48	55	XC3
Q1 [186]	46 <sup>f)</sup>	CEM IV/B <sup>e)</sup>	320	0,55	47	XC4

\* [X] - Referência Bibliográfica; \*\* Resistência à compressão média do betão aos 28 dias  $f_{cm,cube}$  (MPa);  
<sup>a)</sup> 39,3% cinzas volantes; <sup>b)</sup> 25% cinzas volantes; <sup>c)</sup> 29% cinzas volantes; <sup>d)</sup> 20% filer calcário; <sup>e)</sup> 40% cinzas volantes;  
<sup>f)</sup> Resistência à compressão característica

Tabela B.2 – Coletânea de dados de ensaios laboratoriais relativos ao coeficiente de difusão de cloretos

Designação do betão*	Classe de resistência / Resistência à compressão**	Tipo de cimento	Dosagem de cimento ( $kg/m^3$ )	Razão a/c	$D_0$ ( $10^{-12} m^2/s$ )	Classe de exposição (cálculo)
A2 [187]	54	CEM II/A-L 42,5R <sup>a)</sup>	340	0,44	17,4	XS1
B2 [183]	C55/67	CEM I ou II/A	–	0,35	12	XS3
C2 [184]	52,1	CEM IV/B 32,5 <sup>b)</sup>	340	0,45	6,4 <sup>j)</sup>	XS1
D2 [190]	52,5	CEM IV/B 32,5 <sup>c)</sup>	340	0,45	10,8 <sup>j)</sup>	XS3
E2 [188]	63,7	CEM II/A-L 52,5R <sup>a)</sup>	400	0,42	11,4 <sup>j)</sup>	XS1
F2 [183]	C50/60	CEM I ou II/A	–	0,37	13,9	XS3
G2 [183]	C30/37	CEM II/B até V	–	0,46	8,8	XS1
H2 [183]	C35/45	CEM II/B até V	–	0,42	7,2	XS3
J2 [183]	C40/50	CEM I ou II/A	–	0,40	17,8	XS1
K2 [187]	64	CEM II/A-L 42,5R <sup>a)</sup>	430	0,35	13,6	XS3
L2 [189]	48,9 <sup>k)</sup>	CEM IV/A <sup>d)</sup>	340	0,55	6,8	XS1
M2 [187]	51	CEM II/B-V <sup>e)</sup>	340	0,44	17,3	XS3
N2 [193]	57	CEM I	378	0,45	12,7 <sup>j)</sup>	XS1
O2 [193]	66	CEM I	486	0,35	9,6 <sup>j)</sup>	XS3
P2 [195]	45,1	CEM III/B <sup>f)</sup>	390	0,50	2,5 <sup>j)</sup>	XS1
Q2 [196]	57,1	CEM III/B 42,5 <sup>f)</sup>	420	0,45	6,7 <sup>j)</sup>	XS3
R2 [194]	58,7	CEM I 42,5R	390	0,45	12,2	XS1
S2 [197]	67,1	CEM I	500	0,38	10,1 <sup>j)</sup>	XS3
T2 [198]	41,7	CEM III/A 32,5NA	331	0,54	3,3 <sup>j)</sup>	XS1
U2 [196]	53,9	CEM IV/A <sup>g)</sup>	420	0,45	13 <sup>j)</sup>	XS3
V2 [196]	55,6	CEM I 42,5R	420	0,45	11,9 <sup>j)</sup>	XS1
W2 [199]	71	CEM I	500	0,38	8,8 <sup>j)</sup>	XS3
X2 [200]	46,3	CEM III/A 32,5NA <sup>h)</sup>	350	0,50	4,6 <sup>j)</sup>	XS1
Y2 [196]	55,1	CEM III/A 52,5 <sup>i)</sup>	420	0,45	13,3 <sup>j)</sup>	XS3

\* [X] - Referência Bibliográfica; \*\* Resistência à compressão média do betão aos 28 dias  $f_{cm,cube}$  (MPa);  
<sup>a)</sup> 15% filler calcário; <sup>b)</sup> 40% cinzas volantes; <sup>c)</sup> 39,3% cinzas volantes; <sup>d)</sup> 20% cinzas volantes + 10% sílica de fumo;  
<sup>e)</sup> 25% cinzas volantes; <sup>f)</sup> 70% escória granulada de alto-forno; <sup>g)</sup> 20% cinzas volantes; <sup>h)</sup> 62% escória granulada de alto-forno; <sup>i)</sup> 53% escória granulada de alto-forno; <sup>j)</sup>  $D_{ns}$  – coeficiente de difusão de cloretos em regime não-estacionário (NT BUILD 492); <sup>k)</sup> Resistência à compressão característica

Tabela B.3 – Exemplificação dos 27 produtos da família dos cimentos correntes (adaptado de [267])

Tipos principais	Notação dos 27 produtos (tipos de cimento corrente)		Composição (percentagem em massa) <sup>a)</sup>										Constituintes adicionais minoritários
			Constituintes principais										
			C clínquer	Escória de alto-forno	Sílica de fumo	Pozolana		Cinza volante		Xisto cozido	Calcário		
						Natural	Natural calcinada	Siliciosa	Calcária				
			<i>P</i>	<i>Q</i>	<i>V</i>	<i>W</i>	<i>T</i>	<i>L</i>	<i>LL</i>				
CEM I	Cimento Portland	CEM I	95-100	–	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
CEM II	Cimento Portland de escória	CEM II/A-S	80-94	6-20	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
	Cimento Portland de sílica de fumo	CEM II/A-D	90-94	–	6-10	–	–	–	–	–	–	–	0-5
	Cimento Portland de pozolana	CEM II/A-P	80-94	–	–	6-20	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-P	65-79	–	–	21-35	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	–	–	–	6-20	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	–	–	–	21-35	–	–	–	–	–	0-5
	Cimento Portland de cinza volante	CEM II/A-V	80-94	–	–	–	–	6-20	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-V	65-79	–	–	–	–	21-35	–	–	–	–	0-5
		CEM II/A-W	80-94	–	–	–	–	–	6-20	–	–	–	0-5
		CEM II/B-W	65-79	–	–	–	–	–	21-35	–	–	–	0-5
	Cimento Portland de xisto cozido	CEM II/A-T	80-94	–	–	–	–	–	–	6-20	–	–	0-5
		CEM II/B-T	65-79	–	–	–	–	–	–	21-35	–	–	0-5
	Cimento Portland de calcário	CEM II/A-L	80-94	–	–	–	–	–	–	–	6-20	–	0-5
		CEM II/B-L	65-79	–	–	–	–	–	–	–	21-35	–	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	–	–	–	–	–	–	–	–	6-20	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	–	–	–	–	–	–	–	–	21-35	0-5
	Cimento Portland composto <sup>c)</sup>	CEM II/A-M	80-88	<----- 12-20 ----->									
CEM II/B-M		65-79	<----- 21-35 ----->										0-5
CEM III	Cimento de alto-forno	CEM III/A	33-64	36-65	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
CEM IV	Cimento pozolânico <sup>c)</sup>	CEM IV/A	65-89	–	<----- 11-35 ----->					–	–	–	0-5
		CEM IV/B	45-64	–	<----- 36-55 ----->					–	–	–	0-5
CEM V	Cimento composto <sup>c)</sup>	CEM V/A	40-64	18-30	–	<----- 18-30 ----->			–	–	–	–	0-5
		CEM V/B	20-38	31-49	–	<----- 31-49 ----->			–	–	–	–	0-5

<sup>a)</sup> Os valores da tabela referem-se à soma dos constituintes principais e dos adicionais minoritários; <sup>b)</sup> A incorporação de sílica de fumo é limitada a 10%;

<sup>c)</sup> Nos cimentos Portland compostos CEM II/A-M e CEM II/B-M, nos cimentos pozolânicos CEM IV/A e CEM IV/B e nos cimentos compostos CEM V/A e CEM V/B os constituintes principais, além do clínquer, devem ser declarados na designação do cimento.

Tabela B.4 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$  – S4 ; classe de fiabilidade – RC2)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	<b>R</b>	0,025	0,030	0,025	0,030
Fator que tem em conta as condições de ensaio da LNEC E391	<b>k0</b>	3	3	3	3
Fator que tem em conta a influência da humidade relativa	<b>k1</b>	0,770	0,410	0,770	0,410
Fator que tem em conta a influência da cura	<b>k2</b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a influência da molhagem/secagem	<b>n</b>	0,020	0,085	0,020	0,085
Período de referência (anos)	<b>t<sub>0</sub></b>	1	1	1	1
<b>Designação do betão</b>		<b>A1</b>	<b>B1</b>	<b>C1</b>	<b>D1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	297	361	106	151
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	68	552	23	193
Fator de segurança da vida útil (RC2)	<b>γ</b>	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	30	240	10	84
<b>Designação do betão</b>		<b>E1</b>	<b>F1</b>	<b>G1</b>	<b>H1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	205	340	95	160
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	46	513	21	207
Fator de segurança da vida útil (RC2)	<b>γ</b>	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	20	223	9	90
<b>Designação do betão</b>		<b>J1</b>	<b>K1</b>	<b>L1</b>	<b>M1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	236	437	123	92
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	53	695	27	106
Fator de segurança da vida útil (RC2)	<b>γ</b>	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	23	302	12	46
<b>Designação do betão</b>		<b>N1</b>	<b>O1</b>	<b>P1</b>	<b>Q1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	127	241	55	47
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	28	339	12	47
Fator de segurança da vida útil (RC2)	<b>γ</b>	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	12	147	5	21

Tabela B.5 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)

Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;			
		<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S4	<b>R</b>	25	30	25	30
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	2	2,5	2	2,5
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	0,915	0,821	0,915	0,821
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo uniforme	<b><math>\alpha</math></b>	2	2	2	2
Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, $I_{corr}$					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XC3	2	48	–	–	48
XC4	2,5	43	9	4	19

Tabela B.6 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$  – S6 ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	<b>R</b>	0,035	0,040	0,035	0,040
Fator que tem em conta as condições de ensaio da LNEC E391	<b>k0</b>	3	3	3	3
Fator que tem em conta a influência da humidade relativa	<b>k1</b>	0,770	0,410	0,770	0,410
Fator que tem em conta a influência da cura	<b>k2</b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a influência da molhagem/secagem	<b>n</b>	0,020	0,085	0,020	0,085
Período de referência (anos)	<b>t<sub>0</sub></b>	1	1	1	1
<b>Designação do betão</b>		<b>A1</b>	<b>B1</b>	<b>C1</b>	<b>D1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	297	361	106	151
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	137	1104	47	386
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	49	394	17	138
<b>Designação do betão</b>		<b>E1</b>	<b>F1</b>	<b>G1</b>	<b>H1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	205	340	95	160
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	93	1027	42	414
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	33	367	15	148
<b>Designação do betão</b>		<b>J1</b>	<b>K1</b>	<b>L1</b>	<b>M1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	236	437	123	92
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	108	1389	55	213
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	38	496	20	76
<b>Designação do betão</b>		<b>N1</b>	<b>O1</b>	<b>P1</b>	<b>Q1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	127	241	55	47
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	57	678	24	95
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	20	242	8	34

Tabela B.7 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$  – S6 ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4					
Objetivo		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação do $CO_2$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
Classe de exposição ambiental		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S6	<b>R</b>	35	40	35	40
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	2	2,5	2	2,5
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	1,017	0,922	1,017	0,922
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo uniforme	<b><math>\alpha</math></b>	2	2	2	2
Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, $I_{corr}$					
Classe de exposição ambiental	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XC3	2	53	–	–	53
XC4	2,5	48	10	5	21

Tabela B.8 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	0,040	0,045	0,040	0,045
Fator que tem em conta as condições de ensaio da LNEC E391	<b>k0</b>	3	3	3	3
Fator que tem em conta a influência da humidade relativa	<b>k1</b>	0,770	0,410	0,770	0,410
Fator que tem em conta a influência da cura	<b>k2</b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a influência da molhagem/secagem	<b>n</b>	0,020	0,085	0,020	0,085
Período de referência (anos)	<b>t<sub>0</sub></b>	1	1	1	1
<b>Designação do betão</b>		<b>A1</b>	<b>B1</b>	<b>C1</b>	<b>D1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	297	361	106	151
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	181	1466	62	513
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	65	524	22	183
<b>Designação do betão</b>		<b>E1</b>	<b>F1</b>	<b>G1</b>	<b>H1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	205	340	95	160
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	123	1364	55	550
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	44	487	20	196
<b>Designação do betão</b>		<b>J1</b>	<b>K1</b>	<b>L1</b>	<b>M1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	236	437	123	92
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	142	1845	72	282
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	51	659	26	101
<b>Designação do betão</b>		<b>N1</b>	<b>O1</b>	<b>P1</b>	<b>Q1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	127	241	55	47
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	75	901	31	126
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	27	322	11	45

Tabela B.9 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	40	45	40	45
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	2	2,5	2	2,5
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	1,067	0,973	1,067	0,973
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo uniforme	<b><math>\alpha</math></b>	2	2	2	2
<b>Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, <math>I_{corr}</math></b>					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XC3	2	56	–	–	56
XC4	2,5	51	10	5	22

Tabela B.10 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S6 + 10\text{ mm}$ ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	<b>R</b>	0,045	0,050	0,045	0,050
Fator que tem em conta as condições de ensaio da LNEC E391	<b>k0</b>	3	3	3	3
Fator que tem em conta a influência da humidade relativa	<b>k1</b>	0,770	0,410	0,770	0,410
Fator que tem em conta a influência da cura	<b>k2</b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a influência da molhagem/secagem	<b>n</b>	0,020	0,085	0,020	0,085
Período de referência (anos)	<b>t<sub>0</sub></b>	1	1	1	1
<b>Designação do betão</b>		<b>A1</b>	<b>B1</b>	<b>C1</b>	<b>D1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	297	361	106	151
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	231	1890	79	661
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	83	675	28	236
<b>Designação do betão</b>		<b>E1</b>	<b>F1</b>	<b>G1</b>	<b>H1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	205	340	95	160
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	157	1758	71	709
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	56	628	25	253
<b>Designação do betão</b>		<b>J1</b>	<b>K1</b>	<b>L1</b>	<b>M1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	236	437	123	92
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	182	2379	92	364
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	65	850	33	130
<b>Designação do betão</b>		<b>N1</b>	<b>O1</b>	<b>P1</b>	<b>Q1</b>
Resistência à carbonatação ( $kg. ano/m^5$ )	<b>R<sub>C65</sub></b>	127	241	55	47
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	95	1161	40	162
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	34	415	14	58

Tabela B.11 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XC3 e XC4 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S6 + 10 \text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XC3 e XC4</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação do $CO_2$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W; <sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland em massa			
		CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XC3	XC4	XC3	XC4
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S6 + 10 mm	<b>R</b>	45	50	45	50
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	2	2,5	2	2,5
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	1,118	1,024	1,118	1,024
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo uniforme	<b><math>\alpha</math></b>	2	2	2	2
<b>Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, <math>I_{corr}</math></b>					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XC3	2	58	–	–	58
XC4	2,5	53	11	5	23

Tabela B.12 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S4$  ; classe de fiabilidade – RC2)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC3 (<math>c_{min,dur} - S4</math> ; classe de fiabilidade – RC2)</b>								
Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
	A1	E1	J1	N1	C1	G1	L1	P1
Designação do betão								
período de iniciação de projeto $t_i$	30	20	23	12	10	9	12	5
período de propagação de projeto $t_p$	48	48	48	48	48	48	48	48
período de vida útil de projeto $t_L$	78	68	71	60	58	57	60	53

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;  
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa

Tabela B.13 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S4$  ; classe de fiabilidade – RC2)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC4 (<math>c_{min,dur} - S4</math> ; classe de fiabilidade – RC2)</b>								
Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
	B1	F1	K1	O1	D1	H1	M1	Q1
Designação do betão								
período de iniciação de projeto $t_i$	240	223	302	147	84	90	46	21
período de propagação de projeto $t_p$	19	19	19	19	19	19	19	19
período de vida útil de projeto $t_L$	259	242	321	166	103	109	65	40

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;  
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa

Tabela B.14 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC3 (<math>c_{min,dur} - S6</math> ; classe de fiabilidade – RC3)</b>								
Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
	A1	E1	J1	N1	C1	G1	L1	P1
Designação do Betão								
período de iniciação de projeto $t_i$	49	33	38	20	17	15	20	8
período de propagação de projeto $t_p$	53	53	53	53	53	53	53	53
período de vida útil de projeto $t_L$	102	86	91	73	70	68	73	61

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;  
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa

Tabela B.15 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC4 (<math>c_{min,dur} - S6</math> ; classe de fiabilidade – RC3)</b>								
Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
	B1	F1	K1	O1	D1	H1	M1	Q1
Designação do betão								
período de iniciação de projeto $t_i$	394	367	496	242	138	148	76	34
período de propagação de projeto $t_p$	21	21	21	21	21	21	21	21
período de vida útil de projeto $t_L$	415	388	517	263	159	169	97	55

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;  
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa

Tabela B.16 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC3 (<math>c_{min,dur} - S6 + 5 mm</math> ; classe de fiabilidade – RC3)</b>								
<b>Tipo de cimento</b>	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
<b>Designação do betão</b>	<b>A1</b>	<b>E1</b>	<b>J1</b>	<b>N1</b>	<b>C1</b>	<b>G1</b>	<b>L1</b>	<b>P1</b>
período de iniciação de projeto $t_i$	65	44	51	27	22	20	26	11
período de propagação de projeto $t_p$	56	56	56	56	56	56	56	56
período de vida útil de projeto $t_L$	121	100	107	83	78	76	82	67
<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;								
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa								

Tabela B.17 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC4 (<math>c_{min,dur} - S6 + 5 mm</math> ; classe de fiabilidade – RC3)</b>								
<b>Tipo de cimento</b>	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
<b>Designação do betão</b>	<b>B1</b>	<b>F1</b>	<b>K1</b>	<b>O1</b>	<b>D1</b>	<b>H1</b>	<b>M1</b>	<b>Q1</b>
período de iniciação de projeto $t_i$	524	487	659	322	183	196	101	45
período de propagação de projeto $t_p$	22	22	22	22	22	22	22	22
período de vida útil de projeto $t_L$	546	509	681	344	205	218	123	67
<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;								
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa								

Tabela B.18 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC3 (<math>c_{min,dur} - S6 + 10 mm</math> ; classe de fiabilidade – RC3)</b>								
<b>Tipo de cimento</b>	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
<b>Designação do betão</b>	<b>A1</b>	<b>E1</b>	<b>J1</b>	<b>N1</b>	<b>C1</b>	<b>G1</b>	<b>L1</b>	<b>P1</b>
período de iniciação de projeto $t_i$	83	56	65	34	28	25	33	14
período de propagação de projeto $t_p$	58	58	58	58	58	58	58	58
período de vida útil de projeto $t_L$	141	114	123	92	86	83	91	72
<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;								
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa								

Tabela B.19 – Determinação de  $t_L$  para a classe XC4 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Determinação de <math>t_L</math> para a classe XC4 (<math>c_{min,dur} - S6 + 10 mm</math> ; classe de fiabilidade – RC3)</b>								
<b>Tipo de cimento</b>	CEM I (Referência); CEM II/A <sup>(1)</sup>				CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(2)</sup> ; CEM IV <sup>(2)</sup> ; CEM V/A <sup>(2)</sup>			
<b>Designação do betão</b>	<b>B1</b>	<b>F1</b>	<b>K1</b>	<b>O1</b>	<b>D1</b>	<b>H1</b>	<b>M1</b>	<b>Q1</b>
período de iniciação de projeto $t_i$	675	628	850	415	236	253	130	58
período de propagação de projeto $t_p$	23	23	23	23	23	23	23	23
período de vida útil de projeto $t_L$	698	651	873	438	259	276	153	81
<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W;								
<sup>(2)</sup> Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland em massa								

Tabela B.20 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur} - S4$  ; classe de fiabilidade – RC2)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões A2, B2, C2 e D2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	$R$	0,035	0,045	0,035	0,045
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,874	1,079	0,883	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	21	7	1674	15
Fator de segurança da vida útil (RC2)	$\gamma$	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	9	3	728	6
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		A2	B2	C2	D2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,100	0,875	1,125	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,018	0,032	0,019	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,74 \times 10^{-11}$	$1,20 \times 10^{-11}$	$6,40 \times 10^{-12}$	$1,08 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.21 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões E2, F2, G2 e H2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	$R$	0,035	0,045	0,035	0,045
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,855	1,099	0,892	1,241
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	58	5	636	53
Fator de segurança da vida útil (RC2)	$\gamma$	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	25	2	277	23
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		E2	F2	G2	H2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,050	0,925	1,150	1,050
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,018	0,033	0,019	0,038
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,14 \times 10^{-11}$	$1,39 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$7,20 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.22 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões J2, K2, L2 e M2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	$R$	0,035	0,045	0,035	0,045
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,736	1,079	0,963	1,256
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	42	6	858	2
Fator de segurança da vida útil (RC2)	$\gamma$	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	18	2	373	1
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		J2	K2	L2	M2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,000	0,875	1,375	1,100
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,017	0,032	0,023	0,040
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,005	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,78 \times 10^{-11}$	$1,36 \times 10^{-11}$	$6,80 \times 10^{-12}$	$1,73 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,55

Tabela B.23 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões N2, O2, P2 e Q2)</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	<b>R</b>	0,035	0,045	0,035	0,045
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,883	1,079	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	40	12	18773	58
Fator de segurança da vida útil (RC2)	<b><math>\gamma</math></b>	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	17	5	8162	25
<b>Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, <math>C_s</math></b>					
<b>Designação do betão</b>		<b>N2</b>	<b>O2</b>	<b>P2</b>	<b>Q2</b>
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,125	0,875	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,019	0,032	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
<b>Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, <math>D</math></b>					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,27 \times 10^{-11}$	$9,60 \times 10^{-12}$	$2,50 \times 10^{-12}$	$6,70 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b><math>n</math></b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.24 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões R2, S2, T2 e U2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	$R$	0,035	0,045	0,035	0,045
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,109	0,956	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	43	10	7065	9
Fator de segurança da vida útil (RC2)	$\gamma$	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	19	4	3072	4
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		R2	S2	T2	U2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,950	1,350	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,034	0,023	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,22 \times 10^{-11}$	$1,01 \times 10^{-11}$	$3,30 \times 10^{-12}$	$1,30 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.25 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões V2, W2, X2 e Y2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S4	$R$	0,035	0,045	0,035	0,045
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,109	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	46	13	3288	8
Fator de segurança da vida útil (RC2)	$\gamma$	2,3	2,3	2,3	2,3
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	20	6	1430	4
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		V2	W2	X2	Y2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,950	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,034	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,19 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$4,60 \times 10^{-12}$	$1,33 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.26 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$  – S4 ; classe de fiabilidade – RC2)

<b>Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S4	<b>R</b>	35	45	35	45
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	3	4	3	4
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	0,727	0,538	0,727	0,538
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo por picadas	<b><math>\alpha</math></b>	10	10	10	10
<b>Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, <math>I_{corr}</math></b>					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XS1	3	–	1,5	0,8	1
XS3	4	–	–	0,6	1

Tabela B.27 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões A2, B2, C2 e D2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	$R$	0,045	0,055	0,045	0,055
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,874	1,079	0,883	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	63	18	7038	47
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	23	6	2514	17
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		A2	B2	C2	D2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,100	0,875	1,125	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,018	0,032	0,019	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,74 \times 10^{-11}$	$1,20 \times 10^{-11}$	$6,40 \times 10^{-12}$	$1,08 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.28 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões E2, F2, G2 e H2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	$R$	0,045	0,055	0,045	0,055
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,855	1,099	0,892	1,241
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	178	12	2674	166
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	64	4	955	59
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		E2	F2	G2	H2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,050	0,925	1,150	1,050
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,018	0,033	0,019	0,038
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,14 \times 10^{-11}$	$1,39 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$7,20 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.29 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões J2, K2, L2 e M2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	$R$	0,045	0,055	0,045	0,055
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,736	1,079	0,963	1,256
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	128	14	3607	4
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	46	5	1288	1
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		J2	K2	L2	M2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,000	0,875	1,375	1,100
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,017	0,032	0,023	0,040
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,005	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,78 \times 10^{-11}$	$1,36 \times 10^{-11}$	$6,80 \times 10^{-12}$	$1,73 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,55

Tabela B.30 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões N2, O2, P2 e Q2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	$R$	0,045	0,055	0,045	0,055
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,079	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	121	29	78926	184
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	43	11	28188	66
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		N2	O2	P2	Q2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,875	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,032	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,27 \times 10^{-11}$	$9,60 \times 10^{-12}$	$2,50 \times 10^{-12}$	$6,70 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.31 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões R2, S2, T2 e U2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	$R$	0,045	0,055	0,045	0,055
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,109	0,956	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	132	23	29702	28
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	47	8	10608	10
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		R2	S2	T2	U2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,950	1,350	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,034	0,023	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,22 \times 10^{-11}$	$1,01 \times 10^{-11}$	$3,30 \times 10^{-12}$	$1,30 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.32 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões V2, W2, X2 e Y2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6	$R$	0,045	0,055	0,045	0,055
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,109	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	140	32	13823	26
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	50	11	4937	9
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		V2	W2	X2	Y2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,950	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,034	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,19 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$4,60 \times 10^{-12}$	$1,33 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.33 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur}$  – S6 ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S6	<b>R</b>	45	55	45	55
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	3	4	3	4
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	0,828	0,639	0,828	0,639
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo por picadas	<b><math>\alpha</math></b>	10	10	10	10
<b>Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, <math>I_{corr}</math></b>					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XS1	3	–	1,7	0,5	1
XS3	4	–	–	0,7	1

Tabela B.34 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões A2, B2, C2 e D2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	R	0,050	0,060	0,050	0,060
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,874	1,079	0,883	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	101	26	12851	77
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	36	9	4590	28
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		A2	B2	C2	D2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	$k_{a/c}$	1,100	0,875	1,125	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,018	0,032	0,019	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,74 \times 10^{-11}$	$1,20 \times 10^{-11}$	$6,40 \times 10^{-12}$	$1,08 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	n	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.35 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões E2, F2, G2 e H2)					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	0,050	0,060	0,050	0,060
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,855	1,099	0,892	1,241
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	285	18	4883	272
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b><math>\gamma</math></b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	102	6	1744	97
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
<b>Designação do betão</b>		<b>E2</b>	<b>F2</b>	<b>G2</b>	<b>H2</b>
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,050	0,925	1,150	1,050
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,018	0,033	0,019	0,038
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,14 \times 10^{-11}$	$1,39 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$7,20 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b>n</b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.36 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões J2, K2, L2 e M2)					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	0,050	0,060	0,050	0,060
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,736	1,079	0,963	1,256
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	205	20	6587	6
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b><math>\gamma</math></b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	73	7	2352	2
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
<b>Designação do betão</b>		<b>J2</b>	<b>K2</b>	<b>L2</b>	<b>M2</b>
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,000	0,875	1,375	1,100
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,017	0,032	0,023	0,040
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,005	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,78 \times 10^{-11}$	$1,36 \times 10^{-11}$	$6,80 \times 10^{-12}$	$1,73 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b>n</b>	0,55	0,55	0,65	0,55

Tabela B.37 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões N2, O2, P2 e Q2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	$R$	0,050	0,060	0,050	0,060
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,079	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	193	43	144110	302
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	69	16	51468	108
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		N2	O2	P2	Q2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,875	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,032	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,27 \times 10^{-11}$	$9,60 \times 10^{-12}$	$2,50 \times 10^{-12}$	$6,70 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.38 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões R2, S2, T2 e U2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	0,050	0,060	0,050	0,060
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,883	1,109	0,956	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	212	34	54233	45
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b><math>\gamma</math></b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	76	12	19369	16
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		R2	S2	T2	U2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,125	0,950	1,350	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,019	0,034	0,023	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,22 \times 10^{-11}$	$1,01 \times 10^{-11}$	$3,30 \times 10^{-12}$	$1,30 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b><math>n</math></b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.39 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões V2, W2, X2 e Y2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	0,050	0,060	0,050	0,060
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,883	1,109	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	224	47	25239	43
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b><math>\gamma</math></b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	80	17	9014	15
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		V2	W2	X2	Y2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,125	0,950	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,019	0,034	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,19 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$4,60 \times 10^{-12}$	$1,33 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b>n</b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.40 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S6 + 5 \text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S6 + 5 mm	<b>R</b>	50	60	50	60
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	3	4	3	4
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	0,879	0,690	0,879	0,690
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo por picadas	<b><math>\alpha</math></b>	10	10	10	10
<b>Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, <math>I_{corr}</math></b>					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XS1	3	–	1,8	0,5	1
XS3	4	–	–	0,7	1

Tabela B.41 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões A2, B2, C2 e D2 ( $c_{min,dur} - S6 + 10\text{ mm}$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões A2, B2, C2 e D2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	$R$	0,055	0,065	0,055	0,065
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,874	1,079	0,883	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	154	38	22154	122
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	55	13	7912	44
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		A2	B2	C2	D2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,100	0,875	1,125	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,018	0,032	0,019	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,74 \times 10^{-11}$	$1,20 \times 10^{-11}$	$6,40 \times 10^{-12}$	$1,08 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.42 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões E2, F2, G2 e H2 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões E2, F2, G2 e H2)</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	<b>R</b>	0,055	0,065	0,055	0,065
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,855	1,099	0,892	1,241
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	435	25	8419	430
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b><math>\gamma</math></b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	155	9	3007	154
<b>Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, <math>C_s</math></b>					
<b>Designação do betão</b>		E2	F2	G2	H2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,050	0,925	1,150	1,050
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,018	0,033	0,019	0,038
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
<b>Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D</b>					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,14 \times 10^{-11}$	$1,39 \times 10^{-11}$	$8,80 \times 10^{-12}$	$7,20 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b>n</b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.43 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões J2, K2, L2 e M2 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões J2, K2, L2 e M2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	R	0,055	0,065	0,055	0,065
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,736	1,079	0,963	1,256
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	313	29	11355	9
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	112	10	4056	3
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		J2	K2	L2	M2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	$k_{a/c}$	1,000	0,875	1,375	1,100
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,017	0,032	0,023	0,040
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,005	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,78 \times 10^{-11}$	$1,36 \times 10^{-11}$	$6,80 \times 10^{-12}$	$1,73 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	n	0,55	0,55	0,65	0,55

Tabela B.44 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões N2, O2, P2 e Q2 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões N2, O2, P2 e Q2)</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	<b>R</b>	0,055	0,065	0,055	0,065
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b><math>\xi</math></b>	0,883	1,079	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b><math>t_{ic}</math></b>	295	62	248441	477
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b><math>\gamma</math></b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b><math>t_i</math></b>	106	22	88729	170
<b>Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, <math>C_s</math></b>					
<b>Designação do betão</b>		N2	O2	P2	Q2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b><math>C_b</math></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b><math>k_{a/c}</math></b>	1,125	0,875	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b><math>k_{vert}</math></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b><math>k_{hor}</math></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b><math>k_{temp}</math></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b><math>C_s</math></b>	0,019	0,032	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b><math>C_R</math></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b><math>C_i</math></b>	0	0	0	0
<b>Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D</b>					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b><math>k_{D,c}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b><math>k_{D,RH}</math></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b><math>k_{D,T}</math></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	<b><math>D_0</math></b>	$1,27 \times 10^{-11}$	$9,60 \times 10^{-12}$	$2,50 \times 10^{-12}$	$6,70 \times 10^{-12}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b><math>t_0</math></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	<b>n</b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.45 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões R2, S2, T2 e U2 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)

Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões R2, S2, T2 e U2)					
Objetivo		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
Tipo de cimento		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
Classe de exposição ambiental		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	$R$	0,055	0,065	0,055	0,065
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	$\xi$	0,883	1,109	0,956	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	$t_{ic}$	323	49	93496	72
Fator de segurança da vida útil (RC3)	$\gamma$	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	$t_i$	115	18	33391	26
Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, $C_s$					
Designação do betão		R2	S2	T2	U2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	$C_b$	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão $a/c$	$k_{a/c}$	1,125	0,950	1,350	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	$k_{vert}$	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	$k_{hor}$	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	$k_{temp}$	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	$C_s$	0,019	0,034	0,023	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de $R$ correspondente ao início da despassivação	$C_R$	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	$C_i$	0	0	0	0
Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, $D$					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	$k_{D,c}$	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da $HR$ do ambiente	$k_{D,RH}$	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	$k_{D,T}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial ( $m^2/s$ ) proveniente de ensaios laboratoriais	$D_0$	$1,22 \times 10^{-11}$	$1,01 \times 10^{-11}$	$3,30 \times 10^{-12}$	$1,30 \times 10^{-11}$
Idade de referência – 28 dias (segundos)	$t_0$	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de $D$ ( $m^2/s$ ) ao longo do tempo	$n$	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.46 – Cálculo de  $t_i$  para as classes XS1 e XS3 relativo aos betões V2, W2, X2 e Y2 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de iniciação da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3 (betões V2, W2, X2 e Y2)</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinação do período de iniciação da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (m) – S6 + 10 mm	<b>R</b>	0,055	0,065	0,055	0,065
Inverso da função erro – $erf^{-1}((C_s - C_R)/(C_s))$	<b>ξ</b>	0,883	1,109	0,926	1,263
Período de iniciação de cálculo (anos)	<b>t<sub>ic</sub></b>	341	67	43511	67
Fator de segurança da vida útil (RC3)	<b>γ</b>	2,8	2,8	2,8	2,8
Período de iniciação de projeto (anos)	<b>t<sub>i</sub></b>	122	24	15540	24
<b>Cálculo da concentração de cloretos à superfície do betão, C<sub>s</sub></b>					
<b>Designação do betão</b>		V2	W2	X2	Y2
Fator que tem em conta o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal	<b>C<sub>b</sub></b>	0,02	0,03	0,02	0,03
Fator que tem em conta a razão a/c	<b>k<sub>a/c</sub></b>	1,125	0,950	1,250	1,125
Fator que tem em conta o posicionamento em relação ao nível do mar	<b>k<sub>vert</sub></b>	0,7	1	0,7	1
Fator que tem em conta a distância à linha da costa	<b>k<sub>hor</sub></b>	1	1	1	1
Fator que tem em conta a temperatura do betão	<b>k<sub>temp</sub></b>	1,2	1,2	1,2	1,2
Concentração de cloretos à superfície do betão	<b>C<sub>s</sub></b>	0,019	0,034	0,021	0,041
Concentração de cloretos à profundidade de R correspondente ao início da despassivação	<b>C<sub>R</sub></b>	0,004	0,004	0,004	0,003
Concentração inicial de cloretos na composição do betão	<b>C<sub>i</sub></b>	0	0	0	0
<b>Cálculo do coeficiente de difusão de cloretos no betão, D</b>					
Fator que tem em conta a influência das condições de cura	<b>k<sub>D,c</sub></b>	2,4	2,4	2,4	2,4
Fator que tem em conta a influência da HR do ambiente	<b>k<sub>D,RH</sub></b>	0,4	1	0,4	1
Fator que tem em conta a influência da temperatura	<b>k<sub>D,T</sub></b>	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente de difusão potencial (m <sup>2</sup> /s) proveniente de ensaios laboratoriais	<b>D<sub>0</sub></b>	1,19×10 <sup>-11</sup>	8,80×10 <sup>-12</sup>	4,60×10 <sup>-12</sup>	1,33×10 <sup>-11</sup>
Idade de referência – 28 dias (segundos)	<b>t<sub>0</sub></b>	2419200	2419200	2419200	2419200
Fator que tem em conta o decréscimo de D (m <sup>2</sup> /s) ao longo do tempo	<b>n</b>	0,55	0,55	0,65	0,65

Tabela B.47 – Cálculo de  $t_p$  para as classes XS1 e XS3 relativo a todos os betões ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

<b>Cálculo do período de propagação mínimo da corrosão para as classes de exposição ambiental XS1 e XS3</b>					
<b>Objetivo</b>		Determinar o período de propagação mínimo da corrosão sob a ação dos $Cl^-$			
<b>Tipo de cimento</b>		<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL			
		CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>		CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D	
<b>Classe de exposição ambiental</b>		XS1	XS3	XS1	XS3
Recobrimento $c_{min,dur}$ (mm) – S6 + 10 mm	<b>R</b>	55	65	55	65
Diâmetro inicial das armaduras passivas (mm)	$\phi_0$	12	12	12	12
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	$f_{cd}$	3	4	3	4
Valor da redução relativa do raio das armaduras responsável pelo início da fendilhação do betão	<b>k</b>	0,929	0,741	0,929	0,741
Fator que considera a influência da corrosão quando esta é do tipo por picadas	<b><math>\alpha</math></b>	10	10	10	10
<b>Cálculo do período de propagação mínimo através da intensidade da corrente de corrosão eletroquímica, <math>I_{corr}</math></b>					
<b>Classe de exposição ambiental</b>	$f_{cd}$	$t_p$ (anos) calculado para $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )			$t_p$ estimado (anos)
		0,1 ( $\mu A/cm^2$ )	0,5 ( $\mu A/cm^2$ )	1 ( $\mu A/cm^2$ )	
XS1	3	–	1,9	0,5	1
XS3	4	–	–	0,8	1

Tabela B.48 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S4$  ; classe de fiabilidade – RC2)

Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	A2	E2	J2	N2	R2	V2	C2	G2	L2	P2	T2	X2
período de iniciação de projeto $t_i$	9	25	18	17	19	20	728	277	373	8162	3072	1430
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	10	26	19	18	20	21	729	278	374	8163	3073	1431

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.49 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S4$  ; classe de fiabilidade – RC2)

Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S4$ ; classe de fiabilidade – RC2)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	B2	F2	K2	O2	S2	W2	D2	H2	M2	Q2	U2	V2
período de iniciação de projeto $t_i$	3	2	2	5	4	6	6	23	1	25	4	4
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	4	3	3	6	5	7	7	24	2	26	5	5

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.50 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	A2	E2	J2	N2	R2	V2	C2	G2	L2	P2	T2	X2
período de iniciação de projeto $t_i$	23	64	46	43	47	50	2514	955	1288	28188	10608	4937
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	24	65	47	44	48	51	2515	956	1289	28189	10609	4938

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.51 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6$ ; classe de fiabilidade – RC3)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	B2	F2	K2	O2	S2	W2	D2	H2	M2	Q2	U2	V2
período de iniciação de projeto $t_i$	6	4	5	11	8	11	17	59	1	66	10	9
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	7	5	6	12	9	12	18	60	2	67	11	10

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.52 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	A2	E2	J2	N2	R2	V2	C2	G2	L2	P2	T2	X2
período de iniciação de projeto $t_i$	36	102	73	69	76	80	4590	1744	2352	51468	19369	9014
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	37	103	74	70	77	81	4591	1745	2353	51469	19370	9015

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.53 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 5 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	B2	F2	K2	O2	S2	W2	D2	H2	M2	Q2	U2	V2
período de iniciação de projeto $t_i$	9	6	7	16	12	17	28	97	2	108	16	15
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	10	7	8	17	13	18	29	98	3	109	17	16

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.54 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Determinação de $t_L$ para a classe XS1 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	A2	E2	J2	N2	R2	V2	C2	G2	L2	P2	T2	X2
período de iniciação de projeto $t_i$	55	155	112	106	115	122	7912	3007	4056	88729	33391	15540
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	56	156	113	107	116	123	7913	3008	4057	88730	33392	15541

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

Tabela B.55 – Determinação de  $t_L$  para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$  ; classe de fiabilidade – RC3)

Determinação de $t_L$ para a classe XS3 ( $c_{min,dur} - S6 + 10 mm$ ; classe de fiabilidade – RC3)												
Tipo de cimento	CEM I; CEM II/A <sup>(1)</sup>						CEM IV/A (Referência); CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(1)</sup> ; CEM II/A-D					
Designação do betão	B2	F2	K2	O2	S2	W2	D2	H2	M2	Q2	U2	V2
período de iniciação de projeto $t_i$	13	9	10	22	18	24	44	154	3	170	26	24
período de propagação de projeto $t_p$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
período de vida útil de projeto $t_L$	14	10	11	23	19	25	45	155	4	171	27	25

<sup>(1)</sup> Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL

