

## **Durabilidade do Betão**

Caracterização de amostras de betão recolhidas ao longo de dois túneis da Região Autónoma da Madeira

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**João Miguel Espírito Santo Silva**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR

César Esmeraldo Fernandes

CO-ORIENTADOR

César Nicolau Lourenço

---



**Durabilidade do Betão.**

**Caracterização de Amostras de Betão Recolhidas ao Longo de Dois Túneis  
da Região Autónoma da Madeira**

**João Miguel Espírito Santo Silva**

Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para cumprimento dos requisitos  
necessários à obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

**Júri:**

Presidente: Professor Doutor João Paulo Martins

Orientador: Doutor César Esmeraldo Fernandes

Arguente: Professor Doutor Lino Manuel Serra Maia

**Funchal, Janeiro de 2014**

---

---

**Esta dissertação foi elaborada ao abrigo do protocolo UMa/LREC**





---

## Agradecimentos

Em primeiro lugar um obrigado a todos aqueles que me incentivaram na realização deste trabalho.

Agradeço ao meu orientador, Doutor César Fernandes, toda a documentação facultada e conhecimento que me transmitiu, e o tempo precioso que disponibilizou na realização deste trabalho.

Ao coorientador Engenheiro César Lourenço do LREC.

Ao Dr. Duarte Correia e a Dra. Joana Pereira pela informação e auxílio nos ensaios realizados em laboratório. Aos Engenheiros Amílcar Gonçalves e Miguel Correia do LREC pelas diligências que realizaram à Via Expresso e à Camara do Funchal, para a realização de ensaios no Túnel da Encumeada e Túnel da Cruz Vermelha.

À Eng.<sup>a</sup> Sara Neto da Via Expresso pela informação disponibilizada sobre o Túnel da Encumeada.

Ao LREC por ter disponibilizado as suas instalações, recursos humanos e meios técnicos para a realização de todo este trabalho.

À Via Expresso e a Camara do Funchal por terem dado autorização para que fossem realizados ensaios ao Túnel da Encumeada e Túnel da Cruz Vermelha.

Aos funcionários da Tecnovia-Madeira pelo auxílio no Túnel da Cruz Vermelha.

À minha namorada Felícia Freitas que durante a realização deste trabalho sempre me deu o seu apoio.

Aos meus pais e irmã pelo constante incentivo e apoio.



---

## Resumo

Na realização deste trabalho pretendeu-se caracterizar amostras de betão recolhidas ao longo de dois túneis da Região Autónoma da Madeira com o objetivo de traçar um perfil de composição e relacionar com a durabilidade. Para tal foram recolhidas amostras em dois túneis, o Túnel da Cruz Vermelha e o Túnel da Encumeada. De modo a caracterizar o betão foram realizados ensaios de carbonatação, determinação do teor de cloretos em profundidade em laboratório, termogravimétrica, análise macroestrutural e de difração raios X. Realizou-se uma previsão de quando é que as armaduras poderão deixar de estar passivadas devido a carbonatação (período de iniciação) e quando é que os túneis deverão ser alvos de reparações devido a corrosão (período de propagação). Tentou-se verificar a influência da carbonatação em altura no Túnel da Cruz Vermelha. Demonstrou-se que a fissuração é uma zona de fácil acesso para as substâncias agressivas penetrarem para o interior do betão, nomeadamente o dióxido de carbono relacionado com a carbonatação. Demonstrou-se também que é possível determinar a profundidade carbonatação através da difração de raios X. Verificou-se que o método (difração de Raio X) usado para determinar a composição do betão de ambos os túneis é viável. Constatou-se que praticamente todas as carotes apresentam pontos com valores de cloretos superiores aos permitidos pela norma atualmente em vigor (NP EN 206-1: 2007). Uma das possíveis razões para esses valores é o facto de na RAM, a areia utilizada no fabrico do betão ser de origem marítima.

Em termos da profundidade de carbonatação verificou-se que praticamente em todas as amostras, o valor determinado ainda não tinha alcançado as armaduras e deste modo encontravam-se passivadas, com exceção a carote nº10 (Túnel Encumeada) em que a carbonatação já tinha ultrapassado o valor do recobrimento e a armadura já apresentava sinais de corrosão.

Palavras-Chaves: Betão, carbonatação, perfil de cloretos, durabilidade.

---

---

## Abstract

This work aims to characterize concrete samples, collected from two tunnels (Cruz Vermelha Tunnel and Encumeada Tunnel) of Região Autónoma da Madeira, in order to draw a profile of composition and eventually a correlation with durability. In order to characterize the concrete, carbonation tests, in depth chloride content determination, thermogravimetric analysis, macrostructural analysis and X-ray diffractions analysis were performed.

Based on carbonation data, tentative previsions of when the loss of passivation of the reinforcement will occur (initiation period) and when the tunnels must be repaired due to corrosion (propagation period) are presented. The influence of height in carbonation depth was analyzed at Cruz Vermelha Tunnel. It was demonstrated that concrete cracking eases access to harmful substances, helping them penetrate deeper into concrete (for example, carbon dioxide). It was also shown that the depth of carbonation may be accurately determined by X-ray diffraction. Quantitative concrete mineral composition was performed by Rietveld analysis. The method proved to be accurate. For the majority of samples, chloride contents are higher than values allowed by the current standard (EN 206-1: 2007), which might be due to the sand used in the production of concrete in Madeira, which is of marine origin.

In terms of the carbonation depth, most of the samples showed that the value determined had not yet reached the armatures and therefore were still passivized, with the exception of one core from Encumeada Tunnel, for which carbonization had already surpassed the amount of coverage and the reinforcement displayed signs of corrosion.

**KEYWORDS:** Concrete, Carbonatation, profile chlorides, durability.



---

## Índice

Agradecimentos .....	vii
Resumo .....	ix
Abstract .....	xi
Lista de Figuras .....	xvii
Lista de Quadros .....	xxi
Notações .....	xxiii
1. Considerações Iniciais .....	1
1.1. Motivação .....	1
1.2. Objetivos .....	1
1.3. Estrutura do Trabalho .....	1
2. Introdução .....	3
2.1. Material Betão .....	3
2.1.1. Generalidades .....	3
2.1.2. Evolução do Betão .....	3
2.1.3. Breve Caracterização do Betão .....	4
2.2. Durabilidade .....	8
2.2.1. Introdução .....	8
2.2.2. Durabilidade .....	10
2.2.3. Vida Útil das Estruturas .....	12
2.2.4. Modelo de Degradação .....	14
2.2.5. Mecanismos que Intervêm na Durabilidade .....	15
2.2.5.1. Rede Porosa .....	15
2.2.5.2. Influência da Relação Água/Cimento na Rede Porosa .....	17
2.3. Mecanismos de Penetração .....	19
2.3.1. Difusão .....	19
2.3.2. Capilaridade ou Absorção Capilar .....	21
2.3.3. Permeabilidade .....	22
2.3.4. Combinação de Mecanismos de Transporte .....	24
2.3.5. Ligações que Ocorrem Durante Penetração .....	24
2.4. Processos Deterioração do Betão .....	25
2.4.1. Introdução .....	25

---

2.4.2.	Processos Mecânicos .....	26
2.4.2.1.	Fendilhação do Betão.....	26
2.4.2.2.	Fluência.....	26
2.4.2.3.	Retração.....	26
2.4.2.4.	Fadiga.....	26
2.4.2.5.	Ciclos de Gelo-Desgelo e Ataque Geada .....	27
2.4.2.6.	Erosão.....	27
2.4.2.7.	Fogo .....	27
2.4.3.	Processos Químicos.....	28
2.4.3.1.	Ataque Ácido.....	28
2.4.3.2.	Ataque de Sulfatos .....	29
2.4.3.3.	Ataque Alcalis-Agregado .....	29
2.4.3.4.	Ataque de Água Pura .....	30
2.4.3.5.	Carbonatação .....	30
2.4.3.5.1.	Efeitos da Carbonatação .....	31
2.4.3.5.2.	Modelação da Carbonatação.....	33
2.4.3.5.3.	Fatores que Influenciam a Carbonatação .....	34
2.4.3.6.	Ataque Biológico .....	38
2.4.3.7.	Ataque por Cloretos .....	38
2.4.3.7.1.	Modelação da Penetração .....	41
2.5.	Considerações Gerais do Processo de Corrosão .....	43
2.5.1.	Introdução .....	43
2.5.2.	Corrosão das Armaduras no Betão.....	44
2.5.3.	Tipos de Corrosão .....	46
2.5.4.	Fatores que Afetam e Originam a Corrosão das Armaduras .....	48
3.	Regulamentação Sobre Durabilidade. Atualmente em Vigor e Aquando da Realização dos Projetos dos Túneis.....	51
3.1.	Introdução .....	51
3.2.	Regulamentos em Vigor Aquando da Realização dos Projetos dos Túneis em Estudo .....	51
3.3.	Regulamentos Atualmente em Vigor .....	52
4.	Ensaio Experimentais .....	57
4.1.	Casos de Estudo .....	57
4.2.	Descrição dos ensaios.....	58

---

4.2.1.	Difração Raios X .....	58
4.2.1.1.	Metodologia .....	59
4.2.2.	Análise Termogravimétrica (TG) .....	60
4.2.2.1.	Metodologia .....	61
4.2.3.	Perfil de Cloretos .....	62
4.2.3.1.	Metodologia .....	62
4.2.4.	Medição da Carbonatação .....	64
4.2.5.	Análise Macroestrutural das Carotes .....	66
4.3.	Localização e Descrição das Estruturas .....	66
4.3.1.	Túnel da Encumeada .....	66
4.3.1.1.	Determinação das Classes de Exposição .....	68
4.3.1.2.	Descrição dos Locais de Recolha de Carotes.....	68
4.3.2.	Túnel da Cruz Vermelha .....	69
4.3.2.1.	Determinação das Classes de Exposição .....	71
4.3.2.2.	Descrição dos Locais de Recolha de Carotes.....	71
5.	Caraterização do Betão Padrão .....	73
5.1.	Fabrico.....	73
5.2.	XRD dos Constituintes e do Produto Final e Quantificação .....	73
5.3.	Análise Termogravimétrica .....	78
6.	Resultados e Análises .....	79
6.1.	Túnel da Encumeada .....	79
6.1.1.	Carbonatação .....	79
6.1.2.	Previsão do Tempo de Iniciação e Propagação Devido a Carbonatação .....	81
6.1.3.	Perfil de Cloretos .....	84
6.1.4.	Difração de Raios X.....	87
6.1.5.	Análise Macroestrutural .....	89
6.2.	Túnel da Cruz Vermelha .....	91
6.2.1.	Carbonatação .....	91
6.2.2.	Previsão do Tempo de Iniciação e Propagação Devido a Carbonatação .....	93
6.2.3.	Perfil de Cloretos .....	95
6.2.4.	Difração de Raios X.....	98
6.2.5.	Análise Macroestrutural .....	100

---

7. Conclusões, Limitações e Trabalhos Futuros.....	101
Bibliografia .....	103
Anexos .....	107

---

## Lista de Figuras

Figura 1 – Evolução da resistência à compressão dos betões de cimento portland nos últimos 100 anos (6).....	4
Figura 2 – Betão. Fabrico e seus constituintes (7) .....	5
Figura 3 – Degradação de um dos pilares da Ponte de Chamadouro no IP3 (17).....	10
Figura 4 – Conceitos de durabilidade e desempenho de uma estrutura de betão e as suas inter-relações, adaptado de (18).....	11
Figura 5 – Vida útil e vida residual (13).....	12
Figura 6 – Vida útil segundo o modelo estabelecido por Tuutti, 1982 .....	14
Figura 7 – Modelo simplificado da estrutura da pasta de cimento (10) a) e distribuição de poros segundo Setzer (18) b) .....	16
Figura 8 – Influência da rede porosa na permeabilidade (22).....	16
Figura 9 – Composição da pasta de cimento em diferentes fases de hidratação, adaptado de (10) .....	18
Figura 10 – Difusão de oxigénio e dióxido de carbono para condições diferentes de humidade relativa (13).....	20
Figura 11 – Relação entre o coeficiente de permeabilidade e a razão A/C (a) e relação entre o coeficiente de permeabilidade e a porosidade capilar numa pasta de cimento com uma hidratação de 93% (b) (24).....	23
Figura 12 – Redução da permeabilidade da pasta de cimento com o passar do tempo (diminui com a evolução do processo de hidratação); razão A/C 0,7 (24).....	23
Figura 13 – Mecanismo de carbonatação do betão (22) .....	31
Figura 14 – Avanço da frente de carbonatação e suas consequências (13) .....	32
Figura 15 – Zonas envolvidas no mecanismo da carbonatação e a variação do pH ao longo da profundidade (22) .....	32
Figura 16 – Representação esquemática da carbonatação no interior de uma fissura.....	35
Figura 17 – Vários fatores que influenciam a carbonatação como: humidade relativa, razão A/C, quantidade cimento e a resistência a compressão do betão (15) .....	37
Figura 18 – Mecanismos de transporte numa estrutura de betão em ambiente marítimo (13) ...	39
Figura 19 – Perfil de concentração de cloretos em profundidade para a situação teórica de difusão pura (à esquerda) e para a situação mais real em que há uma lavagem do betão superficial e o teor máximo é atingido no interior do betão (à direita) (33) .....	40
Figura 20 – Risco de iniciação de corrosão em função do teor de cloreto (27).....	41
Figura 21 – Efeitos do processo de corrosão (fendilhação e destacamentos).....	44
Figura 22 – Modelo simplificado da corrosão do aço no betão (adaptado de (15)).....	45
Figura 23 – a) Fendilhação, destacamento e delaminação do betão de recobrimento provocado pela corrosão; b) Volume relativo dos produtos de corrosão (36) .....	46
Figura 24 - Representação esquemática da corrosão eletroquímica, na presença dos iões de cloretos (10) .....	47
Figura 25 – Influência da humidade no coeficiente de difusão do oxigénio (31).....	49
Figura 26 – Influência da humidade na resistividade do betão (A/C=0.4) (31).....	49

Figura 27 – Vários tipos de revestimentos, a) revestimento primário, b) impermeabilização e c) revestimento definitivo.....	57
Figura 28 – Constituintes de um túnel de maneira simplificada .....	57
Figura 29 – Difração de raio X (42).....	58
Figura 30 – Difratograma obtido no software TOPAS®. A vermelho o difratograma calculado, azul o difratograma real e a cinzento o residuo. ....	60
Figura 31 – Comparação entre as curvas de perda de massa a) integral (TG) e b) derivada (DTG) (41).....	61
Figura 32 – Obtenção de pó para posterior análise em laboratório .....	62
Figura 33 – Carote após aspersão de fenolftaleína .....	65
Figura 34 – Tipos de apresentação da frente carbonatação(43) .....	65
Figura 35 – Difratograma de duas amostras de betão, uma carbonatada e outra não carbonatada, onde é identificada a presença da calcite, que é um sinal do fenómeno de carbonatação .....	66
Figura 36 – Localização do Túnel da Encumeada [Google Maps].....	66
Figura 37 – Visualização da camada superficial da carote nº10 .....	67
Figura 38 – A) - Infiltração de água nas juntas construtivas e fendas com eflorescências (local ≈ km 1+ 800), B) – Um dos locais onde esta a ser controlado a evolução da fendilhação (local ≈ km 1+ 300) .....	67
Figura 39 – Zonas onde foram retiradas carotes.....	68
Figura 40 – Localização em planta das carotes obtidas (Túnel da Encumeada) .....	68
Figura 41 – Localização do Túnel da Cruz Vermelha [Google Maps] .....	69
Figura 42 – Visualização do tramo construído a céu aberto [Google Maps] .....	70
Figura 43 – Secções transversais ilustrativas do túnel.....	70
Figura 44 – Anomalias registadas no Túnel Cruz Vermelha .....	71
Figura 45 – Localização em planta das carotes obtidas e os locais na secção transversal (Túnel da Cruz Vermelha) .....	72
Figura 46 – Difratograma da sarrisca (preto) e da areia (azul): Plagióclases (P), Piroxenas (PI), Olivinas (O), Hematite (H), Magnetite (Ma), Quartzo (Q), Goethite (G) e Maghemite (M). ....	74
Figura 47 – Difratograma do cimento por hidratar (preto) e hidratado (azul) .....	75
Figura 48 – Difratograma do cubo padrão .....	76
Figura 49 – Comparação entre as análises térmicas: sarrisca e da areia de origem marinha (A); cimento curado e a secção do cubo padrão (B) .....	78
Figura 50 – Profundidade de carbonatação superior ao recobrimento e constatação do início do processo de corrosão .....	80
Figura 51 – Evolução da carbonatação no interior de uma fenda (carote nº11).....	81
Figura 52 – Evolução da carbonatação e recobrimento em função do tempo .....	83
Figura 53 – Perfis de cloretos: A – Carote nº 2; B – Carote nº3; C – Carote nº6; D – Carote nº10; E – Carote nº12; F – Carote nº15; G – Carote nº16; H – Carote nº19 .....	85
Figura 54 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento determinados em profundidade .....	87
Figura 55 – Difratograma do Túnel da Encumeada, carote nº15 (profundidade 3,5 a 4,5 cm)...	87

---

Figura 56 – Ilustração do estado das armaduras em diferentes zonas do túnel. A – pertence a zona da carote nº 4; B – pertence a zona das carotes nº 8 e 9; C – Pertence a zona das carotes nº 5, 6 e 7.....	92
Figura 57 – Evolução da carbonatação e recobrimento em função do tempo .....	94
Figura 58 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento determinados em profundidade (carote nº1).....	96
Figura 59 – Perfis de cloretos: A – carote nº1; B – carote nº 2; C – carote nº3; D – carote nº4; E – carote nº7; F – carote nº9. A frente de carbonatação representada nos gráficos é meramente ilustrativa (é um local aproximado da frente carbonatação).....	97
Figura 60 – Difatrograma do túnel da Cruz de Vermelha, carote nº3 (profundidade 4,5 a 5,5 cm) .....	98
Figura 61 – Ilustração do recobrimento nominal, $C_{nom}$ .....	118
Figura 62 – Localização em planta das carotes obtidas (Túnel da Encumeada).....	145
Figura 63 – Localização em planta das carotes obtidas (Túnel da Cruz Vermelha) .....	156



---

## Lista de Quadros

Quadro 1 – Elementos (óxidos) presentes no cimento (4).....	6
Quadro 2 – Componentes principais do cimento .....	6
Quadro 3 – Valores indicativos do período de vida útil de projeto (21) .....	13
Quadro 4 – Período aproximado de cura necessário para atingir um grau de hidratação, de modo a que os poros capilares se tornem segmentados (24) .....	18
Quadro 5 – Classificação da qualidade do betão de acordo com o coeficiente de absorção obtido através da especificação do LNEC E393: 1993 (22) .....	21
Quadro 6 – classificação do coeficiente de permeabilidade em função da qualidade do betão..	23
Quadro 7 – Classes de exposição. Adaptado de (40) .....	54
Quadro 8 – Classes de teor de cloretos de acordo com tipo de utilização e exposição ambiental. Adaptado de (40) .....	54
Quadro 9 – Descrição dos locais onde foram obtidas as carotes .....	69
Quadro 10 – Materiais e quantidades usadas no fabrico do cubo padrão.....	73
Quadro 11 – Quantificação dos minerais presentes na sarrisca e na areia usada no cubo padrão .....	74
Quadro 12 - Quantificação dos minerais presentes no cimento por hidratar e hidratado.....	76
Quadro 13 - Quantificação dos minerais presentes no cubo padrão .....	77
Quadro 14 – Profundidade de carbonatação (zonas não fissuradas) e recobrimentos.....	79
Quadro 15 - Profundidade de carbonatação (zonas com fissuras) e recobrimentos.....	80
Quadro 16 – Parâmetros utilizados para o cálculo da resistência da carbonatação $R_{c65}$ .....	82
Quadro 17 – Valores de carbonatação e resultados da resistência à carbonatação .....	82
Quadro 18 – Parâmetros utilizados no cálculo do período de propagação .....	83
Quadro 19 – Valores da redução do raio das armaduras que origina a fissuração e o período de propagação mínimo associado ao início da fendilhação.....	84
Quadro 20 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento em profundidade .....	86
Quadro 21 – Estimativa dos valores de cimento e agregados usados no betão (através do software TOPAS®) .....	88
Quadro 22 – Constituição típica de um betão C20/25 produzido atualmente .....	88
Quadro 23 – Análise macroestrutural tendo em conta os parâmetros relacionados com os agregados (brita ou godo) .....	90
Quadro 24 – Análise macroestrutural tendo em conta os parâmetros relacionados com os poros superficiais .....	90
Quadro 25 – Profundidade de carbonatação (zonas não fissuradas) e recobrimentos.....	92
Quadro 26 – Profundidade de carbonatação (zona com fissuras) e recobrimento .....	92
Quadro 27 – Parâmetros utilizados para o cálculo da resistência da carbonatação e $R_{C65}$ .....	93
Quadro 28 – Valores de carbonatação e resultados da resistência à carbonatação .....	93
Quadro 29 – Parâmetros utilizados no cálculo do período de propagação .....	94
Quadro 30 – Valores da redução do raio das armaduras que origina a fissuração e o período de propagação mínimo associado ao início da fendilhação.....	95

---

Quadro 31 – Comparação entre RBLH e a NP EN 206-1:2007 em termos dos valores máximos de cloretos por massa de cimento .....	95
Quadro 32 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento em profundidade (carote nº1).....	96
Quadro 33 – Estimativa dos valores de cimento e agregados usados no betão (através do software TOPAS®).....	99
Quadro 34 – Constituição típica de um betão C25/30 produzido na altura da construção do túnel .....	99
Quadro 35 – Análise macroestrutural tendo em conta os paramentos relacionados com os agregados (brita ou godo).....	100
Quadro 36 – Análise macroestrutural tendo em conta os paramentos relacionados com os poros superficiais.....	100

---

## Notações

A/C – Relação água cimento

C<sub>2</sub>S – Silicato bicálcico

C<sub>3</sub>A – Aluminato tricálcico

C<sub>3</sub>S – Silicato tricálcico

C<sub>4</sub>AF – Aluminoferrato tetracálcico

Ca<sup>+</sup> – Ião cálcio

CaCO<sub>3</sub> – Carbonato de cálcio

Ca(OH)<sub>2</sub> – Hidróxido de cálcio

CEB – Comitê Euro-International Du Beton

Cl<sup>-</sup> – Ião cloreto

CO<sub>2</sub> – Dióxido de carbono

CSH – Silicatos de cálcio hidratados

DNA – Documentos Nacional de Aplicação

DTG – Análise Termogravimétrica Derivada

EC2 – Eurocódigo 2 projeto de estruturas de betão

Fe<sup>2+</sup> – Ião ferro

f<sub>cd</sub> – Resistência à compressão diametral do betão (MPa)

H<sup>+</sup> – Ião hidrogénio

I<sub>corr</sub> – Um fator que tem em conta a intensidade da corrente de corrosão (μA/cm<sup>2</sup>)

IP3 – Itinerário principal 3

k<sub>0</sub> – Um fator que tem em conta as condições de ensaio

k<sub>1</sub> – Um fator que tem em conta a variação da humidade relativa

k<sub>2</sub> – Um fator que tem em conta a cura do betão

K<sup>+</sup> – Ião Potássio

k – Valores da redução do raio das armaduras que desencadeiam o início da fissuração (%)

KOH – Hidróxido de potássio

Na<sup>+</sup> – Ião sódio

n – Um fator que permite ter em conta a influência dos períodos de molhagem/secagem ao longo do tempo

NaOH – Hidróxido de sódio

OH<sup>-</sup> – Iões de hidróxido

---

pH – Potencial de hidrogénio  
PVC – Policloreto de vinil (sigla provém da designação em inglês Polyvinyl chloride)  
R – Recobrimento das armaduras (mm)  
RAC – Reação álcali-agregado  
RAM – Região Autónoma da Madeira  
RAS – Reações álcalis-sílica  
RBLH – Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos  
 $R_{c65}$  – Determinação da resistência à carbonatação ( $\text{kg}\cdot\text{ano}/\text{m}^5$ )  
 $t_0$  – Período de referencia  
 $t$  – Tempo (anos)  
 $t_p$  – Período de propagação mínimo (anos)  
T.C.V – Túnel da Cruz Vermelha  
T.E. – Túnel da Encumeada  
TG – Análise Termogravimétrica  
X – Profundidade de carbonatação (mm)  
XRD – Difração de Raio X (sigla provém da designação em inglês X-ray diffraction)  
 $\phi_0$  – Diâmetro inicial das armaduras (mm),  
 $\alpha$  – Um fator que tem conta o tipo de corrosão, uniforme ou localizada

## **1. Considerações Iniciais**

### **1.1. Motivação**

Na RAM desde os anos 90 até os dias de hoje, o número de túneis construídos aumentou significativamente de modo a ultrapassar a orografia bastante acidentada da Ilha da Madeira. Nas duas concessionárias de vias existentes na RAM, Via Expresso e Via Litoral existem 114 túneis.

- Na Via Expresso dos 80 km de extensão da via, 43 km são em túneis (1).
- Na Via Litoral dos 88 km de extensão de via, 30,5 km são em túneis (2).

Como pode-se verificar em ambas as concessionárias grande parte do traçado é realizado em túneis, o que realça a importância da durabilidade dos mesmos

### **1.2. Objetivos**

Deste modo pretendeu-se caracterizar as amostras recolhidas e assim avaliar o estado dos mesmos, ao nível da carbonatação e o teor de cloretos presentes no betão, ou seja, se armaduras encontram-se passivadas ou não. Em termos da carbonatação foi realizado uma previsão para o tempo que a frente de carbonatação deverá atingir as armaduras (período de iniciação), deixando estas de estarem passivadas. Foi realizado também uma previsão do período de propagação mínimo relacionado com o processo de corrosão. Tendo em conta os períodos determinados, apresentou-se uma possível data, no qual devem ser realizadas reparações (devido ao processo de corrosão) de modo a garantir a segurança da estrutura.

Determinou-se a composição do betão recorrendo a técnica de difração de raio X.

### **1.3. Estrutura do Trabalho**

Este trabalho encontra-se dividido em 7 capítulos. Em seguida é apresentada um resumo de cada um desses capítulos.

- Capítulo 1. Considerações Iniciais: É descrita a fundamentação e estrutura do trabalho, bem como os objetivos propostos.
- Capítulo 2. Introdução: Neste capítulo aborda-se aspetos relacionados com a durabilidade, mecanismos de penetração, deterioração do betão e o processo de corrosão. Na deterioração do betão é dada mais ênfase a carbonatação e aos cloretos, bem como no processo de corrosão.

- Capítulo 3. Regulamentação sobre durabilidade atualmente em vigor e a que se encontrava em vigor quando foi realizado o projeto dos túneis: Neste ponto é descrito as atuais regulamentações em vigor, bem como as que se encontravam em vigor aquando da realização do projeto de ambos os túneis.
- Capítulo 4. Ensaios experimentais: Aqui é realizada uma descrição das estruturas em estudo e das metodologias experimentais usadas para a caracterizar o betão.
- Capítulo 5. Caracterização do Betão Padrão: Aqui é produzido um cubo padrão de modo avaliar a técnica de XRD na determinação da composição de um betão.
- Capítulo 6. Resultados e Análises: Neste capítulo são apresentados os resultados e é feita uma análise dos mesmos.
- Capítulo 7. Conclusões, Limitações e Trabalhos Futuros: Neste último capítulo é apresentada uma síntese das principais conclusões. É indicado também algumas das limitações e são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

## **2. Introdução**

### **2.1. Material Betão**

#### **2.1.1. Generalidades**

O betão é um material utilizado pelo homem há milhares de anos, como é o caso de um pavimento descoberto em Lepenski Vir datado 5600 a.C. (3)(4).

Com o passar dos anos e com o aumento dos estudos teóricos e experimentais, concluíram-se que os componentes utilizados, as suas proporções, as dimensões dos agregados, eram importantes tanto na produção, ou seja, na obtenção de uma mistura de consistência plástica (mistura que possa ser moldada e que fosse ganhando uma resistência gradualmente), como no resultado final após a cura, em que o betão apresenta-se com maior compacidade e estabilidade nas reações químicas internas. Deste modo é possível obter um betão com elevada resistência às forças exteriores e às ações meteorizantes (4).

Nos tempos de hoje é um material muito utilizado na construção civil, sendo empregue juntamente com aço (armaduras, cabos), pois o betão possui uma boa resistência a compressão mas muito pouca resistência à tração. Em relação ao aço é um material dúctil com uma boa resistência tanto à compressão como à tração.

#### **2.1.2. Evolução do Betão**

Como é do conhecimento de todos, o betão é um material com milhares de anos de utilização, sendo produzido antigamente através de um ligante (argila ou argila margosa), areia, cascalho e água. Devido às propriedades do ligante, o qual, após a fase de secagem, perde a funcionalidade de ligante (junção dos vários elementos constituintes do betão), levou a que as mais antigas obras do homem não sobreviveram até aos dias de hoje (3)(4)(5).

Pela mão dos Romanos a utilização deste material prolongou-se na Região Mediterrânica, com uma única diferença o ligante usado era “cal” sendo empregue nas grandes obras públicas, como, aquedutos, pontes, cais, e entre outras aplicações. Muitas dessas obras existem ainda hoje (4).

É de referir, que, o regulamento de betão armado (Dec. 4036 de 3/4/1918) publicado em 1918 impunha na composição de betão normal, 800 l de brita, 400 l de areia e 350 kg de cimento (3).

A resistência do betão era definida através de ensaios à compressão simples durante 28 dias, de cubos de 20cm de aresta, em que era obtido um valor médio que deveria ser (3):

- Superior a  $120\text{Kg/cm}^2$  (11,77 MPa) no regulamento de 1918;
- Superior a  $180\text{Kg/cm}^2$  (17,65 MPa) no regulamento de 1935;

Desde a primeira utilização até aos dias de hoje realizaram-se numerosos estudos experimentais e teóricos, como descritos anteriormente, conduzindo deste modo a um vasto conhecimento das propriedades e de seus constituintes (cimento e agregados, adjuvantes), o que originou a que a resistência do betão fosse aumentando como ilustra a Figura 1.

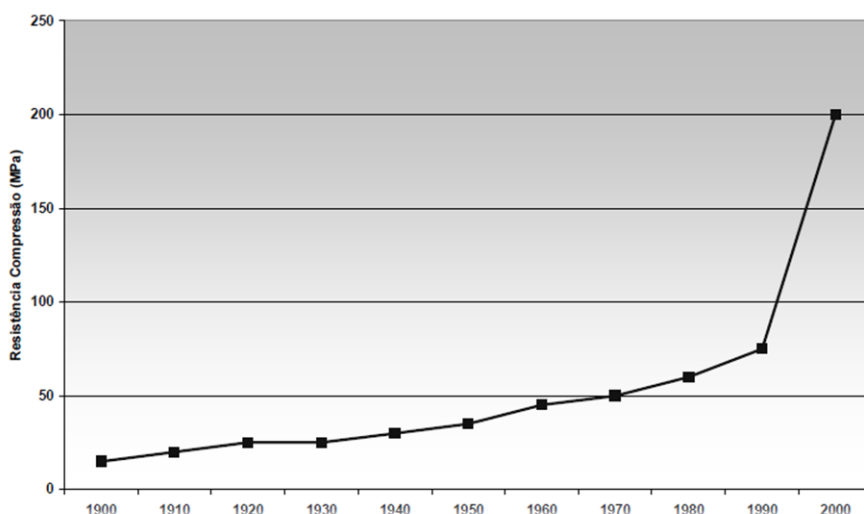


Figura 1 – Evolução da resistência à compressão dos betões de cimento portland nos últimos 100 anos (6)

### 2.1.3. Breve Caracterização do Betão

O betão é um material que surge da mistura proporcional de agregados (brita e areia), de um ligante hidráulico (normalmente o cimento), água, e se necessário, de adjuvantes e adições (Figura 2). Uma correta dosagem dos constituintes é fundamental para a obtenção de uma pasta sólida de qualidade, de forma a poder satisfazer os requisitos do projeto em termos de resistência e de exposição ambiental (durabilidade).

Para além de uma boa dosagem, importa referir que a qualidade dos constituintes, produção, colocação e cura, são também aspetos importantes para obtenção de um betão de qualidade.

No caso em que os agregados usados na mistura apresentarem uma dimensão máxima igual ou inferior a 4 mm, o material resultante não é designado por betão, mas sim por argamassa, utilizada muitas vezes para revestimentos.

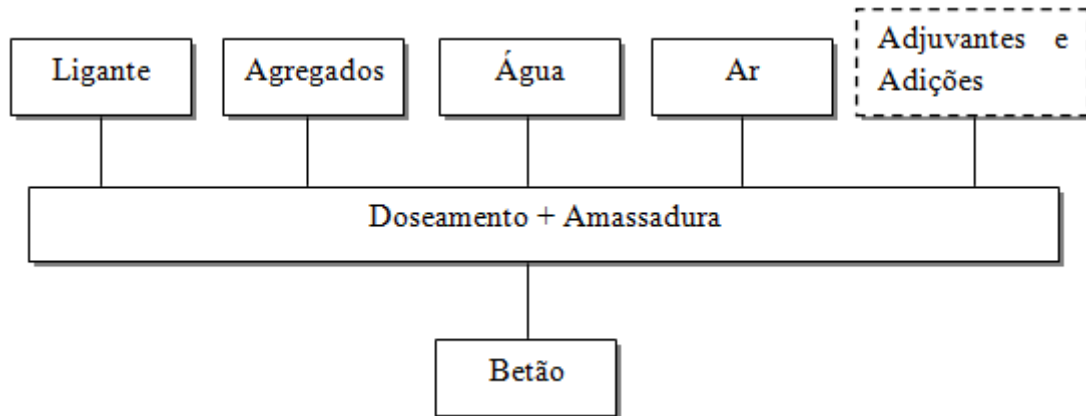


Figura 2 – Betão. Fabrico e seus constituintes (7)

O betão passa por dois estados diferentes, o primeiro na fase de produção, designado por betão fresco (estado maleável), e o segundo na fase estrutural, designado por betão endurecido (começa a ganhar resistência e a perder fluidez).

A fase de endurecimento começa algumas horas após a fase de fabrico por causa das reações químicas (fenómeno de hidratação) que ocorrem entre o ligante (cimento) e a água, atingindo aos 28 dias de cura aproximadamente entre 60 a 90% da sua resistência à compressão prevista, sendo que esta particularidade depende do tipo de ligante (cimento) e cura utilizada (8). Importa salientar que o betão continua a ter pequenos ganhos de resistência a compressão ao longo da sua vida (9).

O cimento portland é considerado um ligante hidráulico<sup>1</sup>, e é um material heterógeno resultante de uma mistura de vários elementos. É obtido maioritariamente de material calcário entre 70 a 80% (4) (rocha calcária) e argila (contem alumina e sílica). A matéria-prima passa por diversas fases (moagem, cozedura e arrefecimento), até se obter partículas de diversas dimensões normalmente entre os 2 e 20 mm (4), que é designado por clínquer. As diversas fases encontram-se bem documentadas nas seguintes obras (4)(10). O clínquer passa ainda por um processo de moagem onde são adicionados adjuvantes (facilitar a moagem), aditivos (gesso, para regular o tempo de presa) e outros, de modo alterar as suas propriedades (pozolana, escoria de alto-forno, etc.) (4). A matéria-prima é doseada de maneira a que a composição química (óxidos) esteja dentro intervalos indicados no Quadro 1 (4).

<sup>1</sup> São constituídos por partículas muito pequenas (pós muito finos), que em contacto com água, formam uma pasta com capacidade de aglomerar materiais (agregados), em que o endurecimento pode ocorrer tanto ao ar livre ou em meio húmido.

**Quadro 1 – Elementos (óxidos) presentes no cimento (4)**

Óxidos	Intervalo (%)	Importância
CaO	60 a 68	Elementos principais
SiO <sub>2</sub>	17 a 25	
AlO <sub>3</sub>	2 a 9	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,5 a 6	
MgO	0 a 2	Elementos secundários
K <sub>2</sub> O <sub>3</sub> e Na <sub>2</sub> O	0,5 a 1,5	

Além destes, podem existir outros elementos (secundários) presentes na matéria-prima, como: sulfatos, fósforo, titânio, manganês e metais alcalinos (4).

Os elementos ao passarem pelas diversas fases (principalmente nas fases de cozedura e arrefecimento) vão sofrendo transformações complexas, dando origem aos principais componentes do cimento, como é possível verificar no Quadro 2 (4)(11).

**Quadro 2 – Componentes principais do cimento**

Componente	Formula química	Mineral	Intervalo (%)
Silicato tricálcico (C <sub>3</sub> S)	3CaO.SiO <sub>2</sub>	Alite	20 a 65
Silicato bicálcico (C <sub>2</sub> S)	2CaO.SiO <sub>2</sub>	Belite	10 a 55
Aluminato tricálcico (C <sub>3</sub> A)	3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Aluminato	0 a 15
Aluminoferrato tetracálcico (C <sub>4</sub> AF)	4CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Celite	5 a 15

Os aluminatos e os silicatos descritos anteriormente no Quadro 2, em contacto com água vão originar diversos tipos de produtos, que, com o tempo começam a ganhar presa até formar uma pasta de cimento rígida e firme. Este fenómeno é denominado por hidratação do cimento.

Devido à complexidade do fenómeno muitos autores separam as reações em dois grupos, a hidratação dos silicatos (C<sub>3</sub>S e C<sub>2</sub>S) e a hidratação dos aluminatos (C<sub>3</sub>A e C<sub>4</sub>AF). Em seguida descreve-se, em resumo esses dois grupos (10)(11)(12).

### Hidratação dos silicatos

A hidratação dos silicatos dá origem principalmente aos seguintes componentes da pasta de cimento hidratado, o denominado gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o hidróxido de cálcio<sup>2</sup> (Ca(OH)<sub>2</sub>).

De acordo com Metha e Monteiro (12) o C<sub>3</sub>S hidratado origina 61% de silicato cálcio hidratado e 39% de hidróxido de cálcio, e, que o C<sub>2</sub>S, origina 82% de silicato cálcio hidratado e 18% de hidróxido de cálcio.

<sup>2</sup> Também pode ser denominado por portlandite

Em termos de velocidade de hidratação o  $C_3S$  dá-se a uma velocidade mais elevada que o  $C_2S$ . Em termos de durabilidade os cimentos que contêm maior quantidade de  $C_3S$  vão ser mais vulneráveis aos ataques ácidos e de sulfatos, pois estes originam maiores quantidades de hidróxido de cálcio.

Mas, no caso de corrosão, a presença do hidróxido de cálcio é essencial para formação da película protetora, e, em grandes quantidades origina um aumento do teor crítico de cloretos, isto devido à relação entre ambos  $[Cl^-]/[OH^-]$ . O aumento do hidróxido de cálcio também interfere na evolução do processo de carbonatação, pois retarda o processo.

### Hidratação dos aluminatos

A hidratação dos aluminatos dá origem principalmente aos seguintes componentes da pasta de cimento hidratado: aluminato de cálcio hidratado ( $C_2AH_8$ ,  $C_4AH_{19}$  e  $C_3AH_6$ )<sup>3</sup>, trissulfoaluminato de cálcio hidratado ( $Aft$ <sup>4</sup>, podendo ser designado também etringite e sulfoaluminato de cálcio) e monossulfatos de cálcio hidratado ( $Afm$ <sup>5</sup>, podendo ser designado também por monossulfatos).

Na ausência de gesso (sulfato de cálcio hidratado,  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) no cimento, o  $C_3A$  reage rapidamente formando as fases  $C_2AH_8$  e  $C_4AH_{19}$ , que depois se convertem em  $C_3AH_6$ . O gesso é adicionado ao clínquer de modo evitar a rápida hidratação do  $C_3A$ . Na presença de gesso o  $C_3A$  irá formar a etringite (uma capa protectora que envolve o  $C_3A$  e, que deste modo retarda a hidratação). Quando todo o gesso for consumido, a etringite começa a reagir com  $C_3A$  e origina monossulfatos. O  $C_4AF$  origina componentes similares (a alumina é substituída pela ferrite) ao  $C_3A$ , mas ocorre mais lentamente. Podem ser usadas outras formas de sulfato de cálcio no cimento, como, hemidrato ( $CaSO_4 \cdot \frac{1}{2}H_2O$ ) e anidrita ( $CaSO_4$ ).

Em termos de durabilidade a presença de  $C_3A$  é prejudicial para o betão no caso de ataque por sulfatos. Já no caso da corrosão, a presença de  $C_3A$  no betão é benéfica, pois combinam com os cloretos, atrasando assim a difusão para o interior do betão e aumentando o teor crítico de cloretos necessário para destruir a película passiva.

### Agregados

Os agregados são um constituinte importante no betão (influenciam as propriedades do betão), pois ocupam um volume entre 70 e 80%. Estes podem ser agrupados de diferentes formas, ou seja, podem ser ao nível petrográfico (ígneos, sedimentares e metamórficas), massa volúmica (normal entre 2,3 a 3,0 g/cm<sup>3</sup>, pesados superior a 3,0 g/cm<sup>3</sup> e leves inferior a 2,3 g/cm<sup>3</sup>), baridade, modo de obtenção (naturais e britados) e dimensão das partículas ( $\geq 5$  mm é considerado agregado grosso e  $<5$  mm é considerado areia).

<sup>3</sup>  $C_2AH_8$  e  $C_4AH_{19}$  – fases hexagonais;  $C_3AH_6$  – fase cubica

<sup>4</sup> É usado para designar os produtos que têm composições químicas variáveis mas que apresentam estruturas similares,  $Aft$  (Alumina-ferrite trissulfato hidratado). A fórmula química é  $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$

<sup>5</sup> É usado para designar os produtos que têm composições químicas variáveis mas que apresentam estruturas similares,  $Afm$  (Alumina-ferrite monossulfato hidratado). A fórmula química é  $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$

Algumas das características dos agregados que são importantes para o betão são a porosidade, granulometria, a forma e a textura superficial, módulo de elasticidade, resistência ao esmagamento, absorção de água, e a presença de substâncias prejudiciais (sílica sobre a forma de opala, calcedónia, tridimite ou crostobalite, certos calcários dolomíticos, feldspatos potássicos, etc).

Os agregados utilizados na RAM são de origem basáltica. O agregado grosso é obtido artificialmente (britado) e a areia é principalmente de origem sedimentar proveniente do fundo do mar. O basalto é considerado uma rocha ígnea eruptiva básica (o teor de sílica total esta entre 55 a 45%) e o tamanho dos minerais é inferior a 0,5 mm (textura afanítica<sup>6</sup>).

O basalto é constituído principalmente pelos seguintes grupos de minerais: Plagioclases (andesina, labradorite e bytownite) e minerais ferromagnesianos (piroxenas, olivina e anfíbolos), no entanto podem conter vidro (amorfo) que não reage com os alcalis contidos no cimento portland (12).

### Adjuvantes e adições

É denominado adjuvante a substância adicionada durante o processo de amassadura com percentagem inferior a 5% da massa de cimento, e que, tem como finalidade modificar determinadas propriedades do betão, quer no estado fluído, quer no estado sólido, e, na passagem de um estado para outro (4).

Os adjuvantes são normalmente usados para melhorar a trabalhabilidade (acelerar a presa ou retardar, aumentar as tensões de rotura em idades prematuras, etc.).

As adições são substâncias minerais (escorias de alto-forno, cinzas volantes, etc.) moídas, que são adicionadas ao cimento numa quantidade superior a 5% (massa de cimento), de forma a alterar certas propriedades do cimento portland.

## **2.2. Durabilidade**

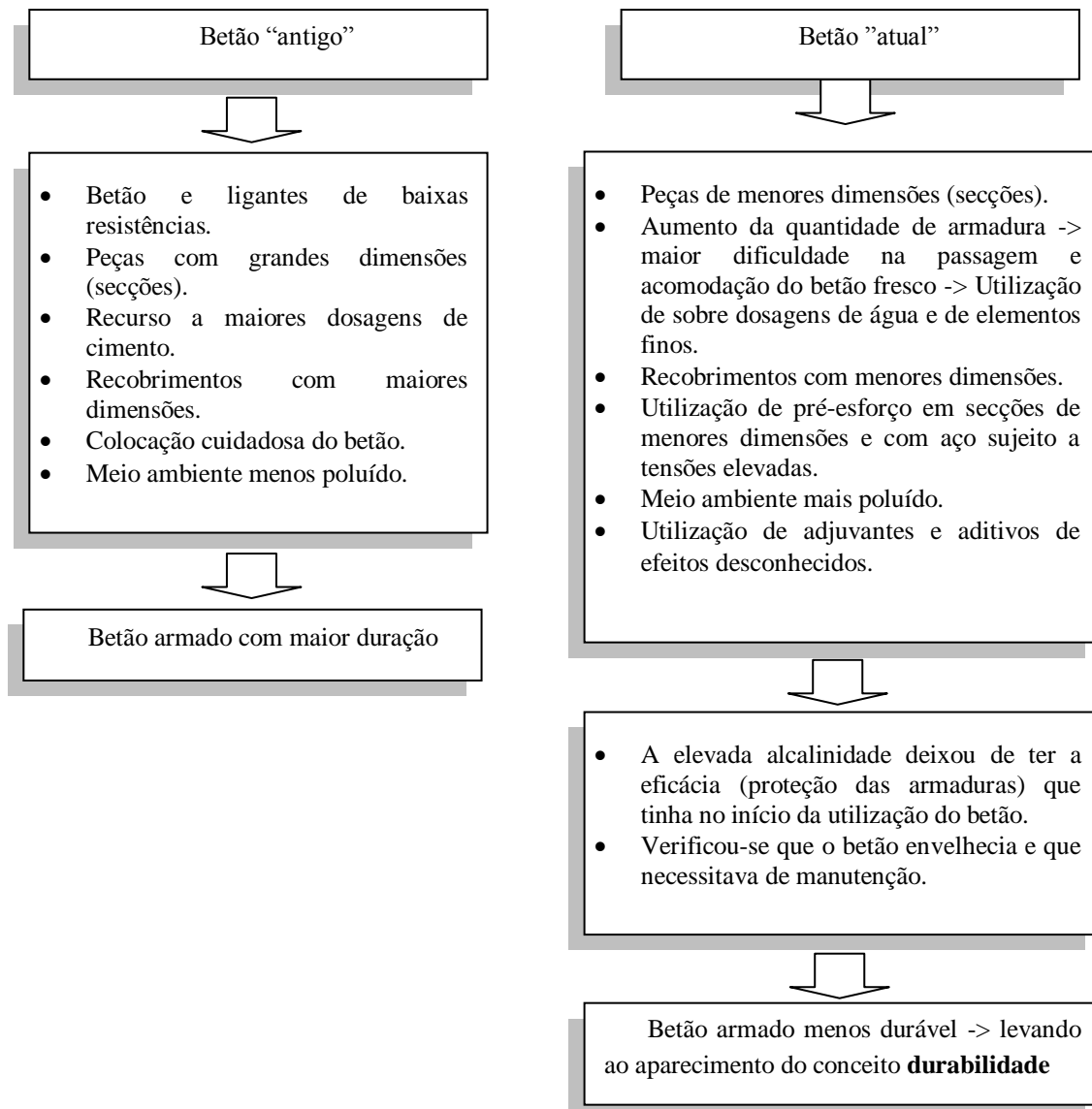
### **2.2.1. Introdução**

Como qualquer material, o betão armado evoluiu-o desde a primeira utilização, quer ao nível da composição, processos construtivos, da regulamentação, etc. Através dos regulamentos percebe-se a evolução do termo durabilidade que só ganha relevo em 1990 quando é publicado a ENV 206, pois são aprofundados os conceitos de durabilidade do betão (a uma maior diferenciação dos vários tipos de ambientes e os correspondentes requisitos de durabilidade mais coerentes e apropriados) (3). Percebe-se então que a durabilidade durante muitos anos foi posta de parte, devido a ideia que o betão armado possuía uma duração interminável e também ao critério de fabricação do betão, na altura,

---

<sup>6</sup> Os minerais não têm tempo suficiente para desenvolverem-se, ou seja, não são vistos à vista desarmada.

ser baseado na resistência. As principais diferenças entre o betão “atual” e “antigo”, e as razões para as quais se pensava que o betão tinha uma duração infinita são (13) (14):



É notória uma degradação imprevisível nas estruturas de betão armado um pouco por todo a parte do mundo. Nos países industrialmente desenvolvidos, estimam-se que aproximadamente 40% do total dos recursos da indústria da construção são aplicados em reparações e manutenções das estruturas existentes (12). É de referir também que nos Estados Unidos da América, metade das 575000 pontes estão afetadas pelo problema da corrosão, sendo que 40% destas apresentam anomalias estruturais e que os custos de reparação chegam aos 50 biliões de dólares (15).

Em Portugal após a tragédia de Entre-os-Rios, a Estradas de Portugal<sup>7</sup> realizou 3200 inspeções a um total de 4800 estruturas a cargo desta empresa pública, onde foram detetados problemas estruturais em 170 pontes, viadutos e outros tipos de passagens (superiores, inferiores, passagens hidráulicas, passagens agrícolas e passagens de peões), sendo que 20 dos casos detetados exigiram mesmo uma intervenção imediata e perto de 40 foram detetados nas inspeções de 2009. Os responsáveis das Estradas de Portugal asseveram que as anomalias detetadas não colocavam em causa questões de segurança, ou seja, são problemas estruturais que estão controlados (16).

Um dos casos mais recentes é o da ponte do IP3 que liga Mortágua e Santa Comba Dão, em que esta se apresenta num estado próximo da rotura, devido ao estado de degradação dos pilares (Figura 3). Projetada para um tempo de vida mínimo de 50 anos, a ponte teve de, acordo com alguns especialistas, defeitos graves na sua construção e conceção, uma vez que alcançou apenas cerca de 70% dessa duração (17).



Figura 3 – Degradação de um dos pilares da Ponte de Chamadouro no IP3 (17)

Por causa das várias anomalias detetadas nas estruturas com poucos anos de vida, surge uma nova variável que é a **durabilidade**.

### 2.2.2. Durabilidade

A durabilidade de uma estrutura consiste na sua capacidade em cumprir os requisitos para o qual foi projetada (a nível de segurança, estética e funcionalidade) durante o período de vida previsto, sem recorrer a custos de manutenção e reparação não previstos. É de acrescentar que o termo durabilidade não significa uma vida útil ilimitada e, nem significa que o betão consegue resistir a qualquer ação, quer seja uma ação física, química ou mecânica (10).

Definindo “desempenho” como a capacidade de uma estrutura satisfazer os fins para que foi projetada, sob todos os pontos de vista (segurança, estética e funcional), é de opinião geral que, devido aos efeitos complexos do meio ambiente sobre as estruturas e de todas as reações que isso envolve, a melhoria do desempenho ao longo da vida não

---

<sup>7</sup> A EP - Estradas de Portugal, S.A. é uma sociedade anónima de capitais públicos detida na sua totalidade pelo Estado Português, que tem como missão o financiamento, projeto, construção, conservação, exploração, requalificação e alargamento das vias a nível nacional

pode ser apenas obtida pelo aumento da qualidade dos materiais usados. Para que isso aconteça tem de se atuar em diferentes vertentes: em fase de projeto de estrutura e arquitetura, a nível de processos de execução da obra e nos procedimentos relativos à inspeção e manutenção (18).

Define-se “Deterioração” como qualquer modificação que altere as propriedades mecânicas, físicas ou químicas, à superfície ou no interior do betão.

A durabilidade e as consequências ao nível do desempenho de uma estrutura de betão armado estão dependentes principalmente da interligação de quatro fatores (Figura 4):

- projeto de estruturas
- materiais
- execução
- cura

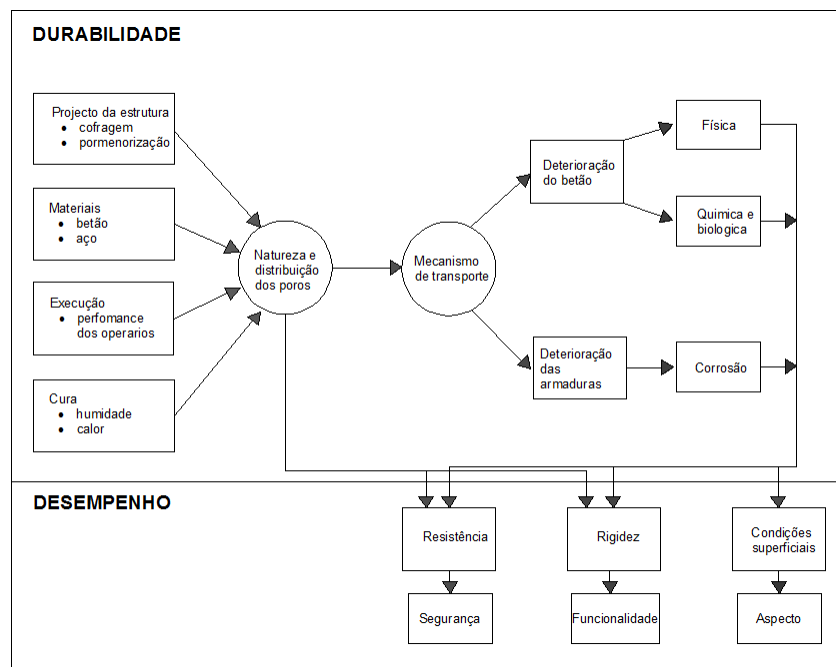


Figura 4 – Conceitos de durabilidade e desempenho de uma estrutura de betão e as suas inter-relações, adaptado de (18)

A deterioração das estruturas de betão depende muito da interligação dos fatores anteriormente apontados, pois são eles que vão determinar a qualidade da estrutura de betão. Se os quatro fatores foram tidos em conta, de certeza que se irá obter uma estrutura de boa qualidade, ou seja, obter uma rede de poros praticamente bloqueada (ligação quase nula entre poros), o que vai dificultar os mecanismos de transporte das substâncias prejudiciais ao betão (gases, água e agentes agressivos dissolvidos em água), logo os processos de deterioração do betão e das armaduras vão demorar a acontecer.

Torna-se então necessário classificar e avaliar cuidadosamente o meio ambiente (agentes agressores) onde a estrutura está inserida, bem como ter um profundo

conhecimento da estrutura e betão utilizado, de forma a obter-se informações sobre a durabilidade e desempenho.

Os agentes agressores como a reação álcalis-agregado, os ácidos, sulfatos e o gelo/degelo, concentram os seus ataques nos elementos resultantes da hidratação do cimento. A reação álcalis agregados e os sulfatos causam normalmente expansões no betão e o ataque ácido provoca a destruição da microestrutura resultante da hidratação do cimento (desagregação do betão).

Em relação ao dióxido de carbono e os iões  $Cl^-$ , estes são normalmente associados a corrosão das armaduras, pois criam condições para que a película passiva que envolve as armaduras seja destruída. O dióxido de carbono através da carbonatação e os iões cloreto devido ao teor crítico. Para ocorrer o processo de decomposição das armaduras são necessárias condições satisfatórias de humidade e oxigénio.

Devido aos vários problemas que o betão-armado tem enfrentado ao nível da durabilidade, é evidente que será um importante desafio para os engenheiros do futuro o aprofundar de conhecimentos nesta matéria. Nesta variável tem grande relevância os processos de deterioração, como a corrosão das armaduras, os ataques dos sulfatos e as reações álcali-agregado, porque são causadores de grandes danos nas estruturas (19).

### 2.2.3. Vida Útil das Estruturas

A vida útil (Figura 5) de uma estrutura é o período de tempo na qual a estrutura satisfaz os requisitos previamente definidos na fase de projeto, ao nível estético, da segurança e da funcionalidade (período no qual o desempenho da estrutura é superior ao aceitável), sem custos de manutenção não previstos inicialmente no projeto (13).

A vida residual (Figura 5) de uma estrutura é o período de tempo no qual o nível mínimo aceitável de desempenho foi ultrapassado. Após alcançar este nível mínimo, deve-se proceder a reparações necessárias para voltar a um nível de desempenho aceitável ao nível estético, funcional e de segurança.

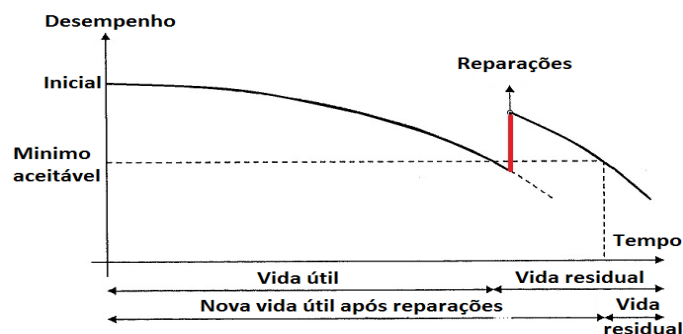


Figura 5 – Vida útil e vida residual (13)

Nos tempos que correm o período de vida útil de uma estrutura é extremamente fundamental para o dono da obra, mais concretamente ao nível monetário, devido a crise financeira que se instalou a nível mundial. Todos os fatores que possam influenciar a vida útil devem ser determinados, ou seja, deve-se caracterizar o meio (20):

- Identificar as substâncias prejudiciais, como é que se deslocam e acumulam na superfície da estrutura;
- Determinar quais os mecanismos de transporte e quais os fatores que influenciam esses mecanismos
- Determinar quais as reações envolvidas na degradação e quais os fatores que influenciam essas reações;

Após a caracterização do meio, pode-se escolher um método prescritivo (LNEC 464 e NP EN 206), que tem por base os requisitos ao nível da composição e do recobrimento das armaduras, ou por um método baseado no desempenho do betão (LNEC E465), que baseia-se na modelação dos mecanismos de degradação tendo em conta a variação dos parâmetros em causa. Deste modo pode-se precaver a diminuição da vida útil e a custos adicionais de manutenção e reparação (não previstos) para o dono da obra.

Na fase inicial de um projeto deve-se enquadrar a estrutura (os elementos estruturais) numa das categorias de período de vida útil descrito no Eurocódigo 0 NP EN 1990:2009 “Bases para o projeto de estruturas” e ilustrado no Quadro 3.

Importa referir que numa estrutura pode existir tempos de vida útil diferentes para os vários elementos estruturais, como exemplo um viaduto poder ter uma vida útil de 100 anos, mas os apoios ou as juntas uma vida útil inferior (25 anos) e desta forma a sua substituição deve estar programada, de modo a garantir os requisitos mínimos definidos na fase de projeto ao nível da segurança, funcionalidade e estética.

**Quadro 3 – Valores indicativos do período de vida útil de projeto (21)**

<b>Categoria para o período de vida</b>	<b>Valores indicativos do período de vida (anos)</b>	<b>Exemplos</b>
<b>1</b>	10	Estruturas temporárias (1)
<b>2</b>	10 a 25	Partes estruturais substituíveis (apoios,...)
<b>3</b>	15 a 30	Estruturas para agricultura ou similares
<b>4</b>	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas comuns
<b>5</b>	100	Monumentos, pontes e outras obras públicas
(1)	Estruturas que podem ser desmontadas para serem reutilizadas não são consideradas temporárias	

### 2.2.4. Modelo de Degradação

O modelo utilizado pela maioria dos investigadores para descrever o processo de degradação do betão armado, em relação ao processo de deterioração das armaduras é o modelo estabelecido por Tuutti em 1982. O modelo é composto por um período de iniciação ( $t_i$ ) e propagação ( $t_p$ ). A soma destes dois períodos e tendo em conta nível de degradação máximo admissível previamente definido, dá-nos a vida útil da estrutura.

$$\text{Vida útil} = t_i + t_p \quad \text{Eq. 1}$$

O período de iniciação é o período de tempo no qual são criadas as condições necessárias para a destruição da película passiva que envolve armadura. A destruição pode dar-se pela carbonatação do betão, e/ou pela penetração de cloretos (teor crítico) até à armadura.

O período de propagação é o período de tempo (tem início após destruição da película protetora da armadura) em que o processo de corrosão das armaduras progride em condições satisfatórias de humidade e de oxigénio, até atingir um nível máximo de deterioração (definido na fase de projeto), em termos de segurança, funcionalidade ou estético, significando o fim da vida útil da estrutura, no caso de não haver reparações na mesma.

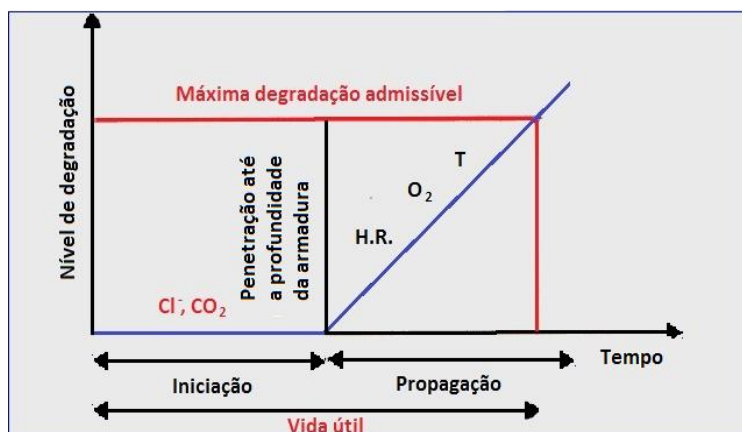


Figura 6 – Vida útil segundo o modelo estabelecido por Tuutti, 1982

O método de cálculo do período de iniciação e de propagação é apresentado no Anexo A.

## 2.2.5. Mecanismos que Intervêm na Durabilidade

### 2.2.5.1. Rede Porosa

O betão é um material heterogéneo e a sua rede porosa (estrutura física resultante dos produtos de hidratação) encontra-se dispersa, podendo os poros apresentar uma variedade de dimensões, desde poros nanométricos até poros com milímetros de diâmetro. Na Figura 7 a) é apresentado um modelo simplificado da estrutura da pasta de cimento. O que importa realçar na rede porosa é a dimensão e a continuidade, pois determinam como os agentes agressores penetram e se deslocam no interior do betão (fatores fundamentais para a durabilidade). A formação da rede porosa resulta, normalmente, por razões que ocorrem no processo de fabrico, colocação e compactação, por uma má composição (elevada razão A/C e/ou devido a granulometria dos inertes), pela emulsão de ar na fase de mistura (normalmente é retirado na fase de compactação, mas permanece sempre uma quantidade de ar retido) e pela ausência de uma cura adequada. Dos fatores atrás descritos os que mais influenciam são a composição, compactação e o tipo de cura.

Numa pasta de cimento acabada de amassar, a rede porosa é composta unicamente por poros capilares (22). O volume e o tamanho dos poros capilares são determinados pela distância entre as partículas de cimento anidras na fase de amassadura (isto é, dependem da razão água cimento) e pelo grau de hidratação, isto porque, à medida que as partículas de cimento vão-se hidratando, os poros capilares são preenchidos por produtos de hidratação (gel CSH<sup>8</sup>), o que leva a uma diminuição do volume de poros capilares e a um aumento do volume de poros de gel (12)(22). Segundo Haynes (22) o volume de vazios deve-se situar entre os 10 e 15% para o betão ser considerado de elevada qualidade.

Os vazios ou macroporos têm origem no processo de amassadura, colocação, compactação do betão, devido ao ar que fica retido durante os processos anteriormente descritos. O volume de ar aprisionado no interior de betão pode variar entre a 1 a 5% do seu volume, e em certos casos pode ultrapassar os valores anteriores (23).

Os poros capilares têm origem nos espaços vazios preenchidos inicialmente pela água da amassadura que não foi consumida na fase de hidratação do cimento (22). A água ao evaporar origina uma rede de poros capilares que influenciam de forma negativa na resistência e durabilidade do betão. Os poros podem apresentar dimensões entre  $10^2$  e  $10^4$  nanómetros. O volume total de poros capilares numa pasta de cimento é dependente do grau de hidratação e da razão água/cimento. De acordo com Metha e Monteiro (12), pastas de cimento com elevada razão A/C e instâncias precoces de hidratação, podem apresentar poros capilares que variam entre os 3 e 5  $\mu\text{m}$ .

Os microporos ou poros de gel têm origem nos espaços vazios do próprio gel (espaços intersticiais entre partículas de gel de CSH), apresentando dimensões reduzidas de pequenos nanómetros (0,5 a 2,5 nm). Estes poros ocupam 28% do volume total da pasta de gel (10)(12).

---

<sup>8</sup> Silicatos de cálcio hidratados

O betão como já foi referido apresenta na sua estrutura interna poros de várias dimensões, mas nem todos têm influência na durabilidade. Os poros presentes no betão que apresentam maior influência na durabilidade são os macroporos e os poros capilares (Figura 7 b)). Os microporos ou poros de gel como se encontram localizados entre as células de CSH, apresentam um tamanho reduzido como já foi referido anteriormente, e desta forma não influenciam negativamente na permeabilidade (permeabilidade a água é de cerca  $7 \times 10^{-16}$  m/s) (24), resistência e durabilidade do betão.

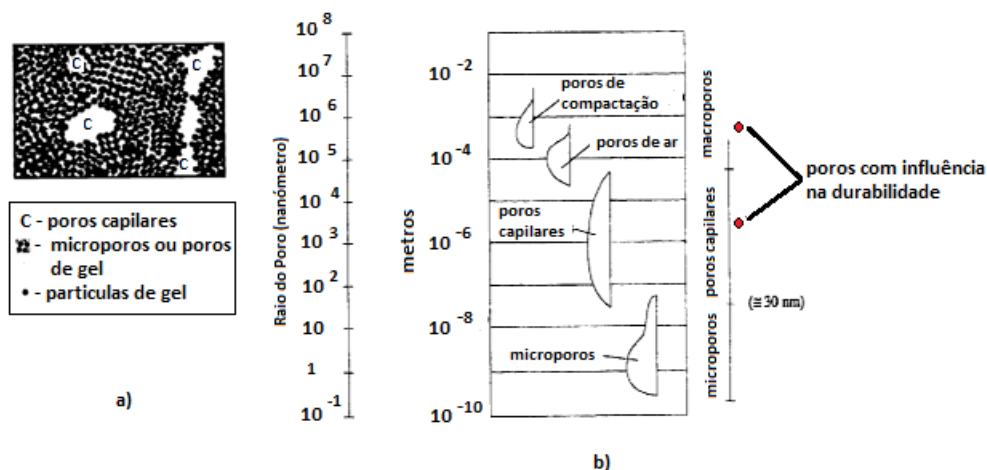


Figura 7 – Modelo simplificado da estrutura da pasta de cimento (10) a) e distribuição de poros segundo Setzer (18) b)

A **permeabilidade** no betão é uma propriedade relacionada com penetração de agentes agressivos no meio poroso, e o termo **porosidade** é definido pela razão entre o volume ocupado pelos espaços vazios e o seu volume total (23). Apesar de apresentarem definições diferentes a permeabilidade é influenciada pelas características da porosidade, como a continuidade da rede, do tamanho, forma e como se encontram distribuídos os poros no betão, como é possível visualizar na Figura 8.

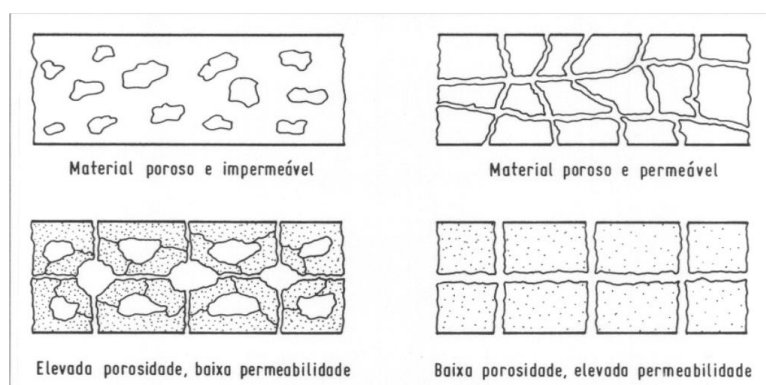


Figura 8 – Influência da rede porosa na permeabilidade (22)

Segundo Metha e Monteiro (12) os poros a partir dos 50 nm de diâmetro têm maior influência na permeabilidade e resistência e os poros inferiores a 50 nm de diâmetro têm maior influência na retração por secagem e na fluência. Já Neville (10) considera em termos da permeabilidade, que são os poros a partir dos 120-160 nm de diâmetro que têm maior influência. Em relação aos poros existentes nos agregados, estes são normalmente descontínuos e envolvidos com a pasta de cimento, logo não contribuem para a permeabilidade.

### **2.2.5.2. Influência da Relação Água/Cimento na Rede Porosa**

A razão A/C é importante, pois influencia na continuidade, distribuição dos poros, continuidade e a tortuosidade. Como já referido anteriormente a razão A/C determina o espaço entre partículas de cimento anidro no processo de amassadura. De acordo com Metha e Monteiro (12) o volume ocupado pelos produtos resultantes da hidratação do cimento é superior ao volume inicial ocupado pelas partículas anidras (aproximadamente  $1\text{cm}^3$  de cimento, após o processo de hidratação necessita de  $2\text{cm}^3$ ). Segundo Neville (10), o volume total de gel (incluindo os poros do gel) é de aproximadamente 2,1 vezes o volume de cimento anidro.

Segundo Neville (10) a quantidade mínima de água, que em geral é necessária para hidratar as partículas de cimento anidras é de 23 por cento da massa de cimento, ou seja, uma razão A/C de 0,23. Esta água é considerada como não evaporável, pois encontra-se interligada com os produtos resultantes da hidratação. Mesmo assim esta razão A/C não é suficiente para que a hidratação seja total. Para que isso ocorra é necessário uma razão A/C não inferior a 0,42 aproximadamente por massa de cimento (25).

No caso de se optar por valores de razão A/C inferiores a 0,42, isso vai significar que parte do cimento não se vai hidratar, e que no caso de a razão A/C apresentar valores iguais ou superiores a 0,42, todo o cimento é hidratado, mas a porosidade capilar irá estar sempre presente, pois aumenta com a razão água/cimento (A/C), como se pode verificar na Figura 9 (25).

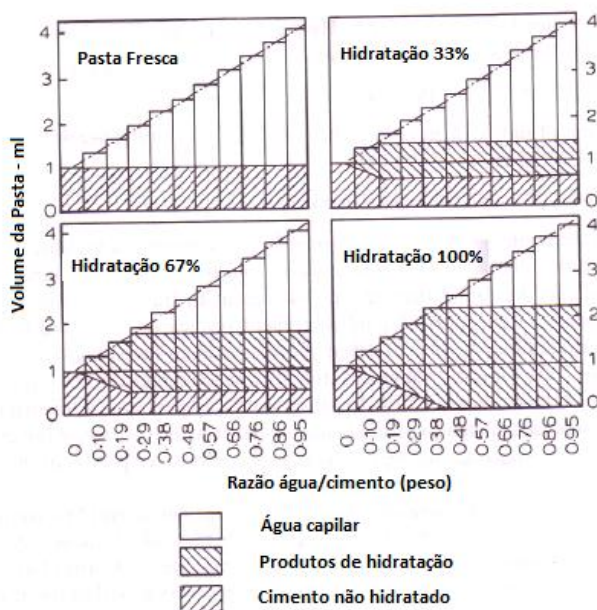


Figura 9 – Composição da pasta de cimento em diferentes fases de hidratação, adaptado de (10)

Hoje em dia o betão moderno é produzido com razão A/C baixas, e normalmente os produtos resultantes da hidratação conseguem preencher os poros capilares, tornando-os segmentados, o que é útil em termos de durabilidade (13).

Além da relação A/C, o período de cura húmida e o tamanho dos grãos de cimento (modulo de finura) também são aspetos importantes na segmentação dos poros capilares. No Quadro 4 são indicados os períodos mínimos de cura de modo a atingir um determinado grau de hidratação, que torne os poros capilares segmentados (o período de tempo depende das características do cimento, mas os valores apresentados são mais ou menos aqueles) (10). Numa pasta de cimento, a descontinuidade da rede capilar é normalmente alcançada quando a porosidade capilar é de aproximadamente 30% (12).

Quadro 4 – Período aproximado de cura necessário para atingir um grau de hidratação, de modo a que os poros capilares se tornem segmentados (24)

Razão A/C por massa	Grau de hidratação (%)	Período de cura necessário
0,40	50	3 dias
0,45	60	7 dias
0,50	70	14 dias
0,60	92	6 meses
0,70	100	1 ano
Superior a 0,70	100	Impossível

Importa referir que a que a zona de ligação cimento-agregado difere da restante (zonas afastadas dos agregados), apresentando uma microestrutura diferente (10). Na zona de contacto entre o cimento e o agregado, a razão A/C apresenta valores elevados, mas

diminui rapidamente para o interior da pasta de cimento (4). O aumento da razão A/C nesta zona irá fragilizar a ligação (diminuição da resistência) (4) e aumentar a porosidade (em comparação as zonas mais afastadas dos agregados) (10). Este aspeto deve-se a formação de uma película de água que se forma na superfície do agregado, e que ocorre após a moldagem de uma peça de betão, devido ao fenómeno de exsudação (ocorre porque a água é o componente mais leve, o que faz com que esta se desloque para a superfície) (26).

### **2.3. Mecanismos de Penetração**

O betão como já foi referido é um material poroso, ou seja, permeável que se deixa atravessar por gases e líquidos, que podem conter substâncias prejudiciais para sua durabilidade. Os agentes agressivos recorrem à rede de poros contínuos, às fissuras e microfendas existentes para penetrarem para o interior do betão.

Os principais fluidos que podem penetrar e afetar a durabilidade do betão são: água pura ou com substâncias agressivas, dióxido de carbono e o oxigénio (10).

As substâncias envolvidas em processos de deterioração recorrem a três mecanismos de transporte para penetrarem para o interior do betão, que são:

- Sem ocorrência de pressão hidráulica: o fenómeno de capilaridade e difusão;
- Com ocorrência de pressão hidráulica: a permeabilidade ou permeação;

Os mecanismos descritos anteriormente podem ocorrer isoladamente, mas normalmente ocorrem simultaneamente na rede porosa. Estes mecanismos encontram-se bem de comentados por Coutinho e Arlindo (2006, “Fabrico e Propriedades do Betão” volume III)

#### **2.3.1. Difusão**

A difusão é um processo que consiste no transporte de líquidos, gases ou iões devido a um gradiente de concentração. Mais concretamente o transporte faz-se de uma zona mais concentrada para uma menos concentrada, pois tende a equilibrar as concentrações no interior do betão.

##### Difusão do dióxido de carbono, oxigénio e do ião cloreto

O dióxido de carbono difunde-se pelo betão à medida que vai reagindo com os componentes do betão (principalmente com hidróxido cálcio). Este fenómeno é designado por carbonatação. O fenómeno leva a um decréscimo de concentração de dióxido de carbono na frente de carbonatação, o que vai ocasionar mais difusão (dióxido de carbono)

do exterior para a frente de carbonatação. O mesmo se passa com o oxigénio, pois este é consumido durante o processo de corrosão.

O grau de saturação de água nos poros capilares tem extrema importância no processo de difusão. No caso dos gases, dióxido de carbono e oxigénio, o processo de difusão vai diminuindo à medida que os poros vão ficando saturados pela água (Figura 10). Este processo torna-se praticamente desprezável quando o betão fica totalmente saturado (poros capilares), pois a difusão do dióxido de carbono na água é de 4 ordens de magnitude mais lento do que feito através do ar (10). No caso do oxigénio, os valores normais de difusibilidade situam-se entre  $0,2 \times 10^{-8}$  e  $5,0 \times 10^{-8}$  m/s para um betão curado com 50% de humidade relativa (5). O valor do coeficiente de difusão do oxigénio é relevante nos casos relacionados com a corrosão das armaduras do betão.

O coeficiente de difusão será maior na ausência de humidade relativa, mas é necessário uma quantidade mínima de água no interior para que as reações químicas se desenvolvam no interior do betão. Por exemplo é através da película de água (adsorvida à superfície do poro) que ocorre a dissolução do dióxido de carbono (Figura 10).

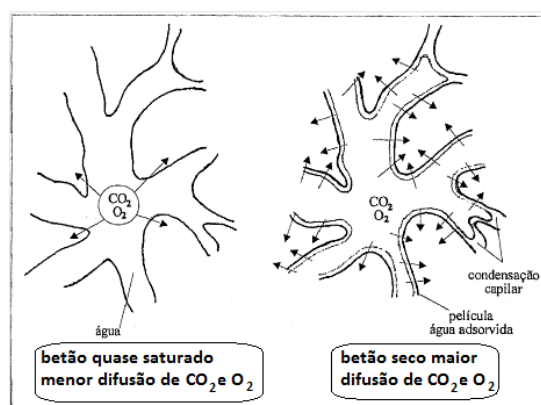


Figura 10 – Difusão de oxigénio e dióxido de carbono para condições diferentes de humidade relativa (13)

No caso de substâncias dissolvidas na água, como é o caso dos iões cloreto, o processo de difusão necessita que os poros contenham uma certa quantidade de água, pois este processo só se desenvolve em meio líquido. O valor do coeficiente de difusão do ião cloreto pode ser obtido segundo a ASTM C 1202-10. Apresenta-se em seguida os valores típicos do coeficiente de difusão do ião cloreto segundo a norma anterior (23):

- Betão de elevada difusibilidade  $> 5 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s
- Betão de média difusibilidade 1 a  $5 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s
- Betão de baixa difusibilidade  $< 1 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s

Em Portugal é possível obter o coeficiente de difusão do ião cloreto segundo a especificação do LNEC E 463:2004 (Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário). É possível também determinar a

resistência à penetração de cloretos através das especificações do LNEC E383:1993 (método da célula de difusão) e E390:1993 (ensaio de imersão).

Pode-se concluir que a humidade relativa tem um papel importante no processo de difusão, mas existem outros parâmetros, como é o caso da dimensão, continuidade, distribuição e tortuosidade da rede porosa (poros capilares). Nos poros de pequena dimensão, a difusão será afetada pelas colisões moleculares com as paredes dos poros (27).

### 2.3.2. Capilaridade ou Absorção Capilar

A capilaridade consiste na penetração de um fluido pela rede porosa do betão. O fenómeno dá-se devido ao aparecimento de forças capilares que têm origem na diferença de pressão entre a superfície livre da água no exterior e a superfície da água no interior dos poros. A força capilar depende da dimensão dos poros, e será maior nos poros de pequena dimensão. Já a velocidade de ingresso é oposto do que foi descrito anteriormente, ou seja, será maior nos poros de maior dimensão. A humidade do betão influencia a absorção capilar, pois se os poros estiverem saturados, o fenómeno não irá ocorrer, dado que não se desenvolvem forças de sucção capilar. É de realçar que este fenómeno ocorre quando o betão fica sujeito a ciclos de molhagem e secagem (ex. pela chuva ou por salpicos de água). No Quadro 5 é feita uma classificação da qualidade do betão de acordo com a especificação do LNEC E393:1993 (determinação da absorção de água por capilaridade).

**Quadro 5 – Classificação da qualidade do betão de acordo com o coeficiente de absorção obtido através da especificação do LNEC E393: 1993 (22) .**

Qualidade do betão	Coefficiente de absorção, S [mm/min <sup>0,5</sup> ]	Ascensão capilar após 4 horas, h [mm]
Elevada	< 0,1	< 10
Média	0,1 – 0,2	10 – 20
Baixa	> 0,2	> 20

Importa realçar que os valores do coeficiente absorção obtidos podem variar de acordo com a humidade inicial da amostra, pois como já foi referido anteriormente, as forças capilares são influenciadas pela humidade.

Como refere Coutinho e Arlindo (23), esta propriedade do betão é influenciada por diversos fatores como do módulo de finura do cimento (o valor diminui quanto mais baixo for o modulo de finura), da razão A/C (aumenta quando há um aumento da razão A/C), do tempo de cura húmida (diminui com o aumento da duração), da idade (diminui com o passar do tempo) e da compactidade.

A capilaridade é também influenciada pelo tipo e pelas propriedades (densidade, viscosidade e tensão superficial) do fluido, pois no caso das propriedades do fluido, estas variam com a temperatura.

### 2.3.3. Permeabilidade

A permeabilidade é um fenómeno no qual um fluido, gás ou líquido se irá deslocar nas redes de poros e fendas existentes no betão, por causa de um gradiente de pressão (gradiente hidráulico quando o betão esta submerso). O movimento do fluido no interior do betão é condicionado pela viscosidade do próprio, do atrito, das interações físico-químicas entre o fluido e os minerais da pasta de cimento, da dimensão (reduzida) e tortuosidade dos poros e fissuras (12)(27).

#### Permeabilidade à água

A água é o principal fluido que se desloca por permeação e o seu movimento no interior do betão é relevante para a durabilidade. A permeabilidade à água é uma propriedade que nos dá informação da qualidade do betão, ou seja, da estrutura porosa, permitindo assim avaliar a capacidade impermeabilizante do betão (resistência a entrada para o seu interior de substâncias agressivas).

A permeabilidade esta normalmente associada à porosidade capilar (Figura 11; b)), e como esta, depende e muito da razão A/C e do grau de hidratação, a permeabilidade irá depender também daqueles fatores. Nota-se na Figura 11; a) que a permeabilidade apresenta valores mais baixos, para valores de razão A/C inferiores a 0,6, isto porque existe uma maior segmentação e descontinuidade dos poros capilares. Em termos de durabilidade, é importante atingir rapidamente um coeficiente de baixa permeabilidade.

A permeabilidade da pasta de cimento não é sempre a mesma, pois depende da evolução da hidratação da pasta de cimento. A medida que o processo de hidratação se desenvolve a permeabilidade começa a diminuir, pois como já foi referido, o volume ocupado pelos produtos de hidratação é superior ao das partículas anidras (Figura 12). No processo de amassadura a permeabilidade da pasta de cimento é na ordem dos  $10^{-6}$  a  $10^{-7}$  m/s e, numa fase mais adiantada da hidratação, em que a maioria dos poros capilares já se encontram segmentados (apresentam menor dimensão) e não comunicam entre si é de  $10^{-14}$  m/s (12).

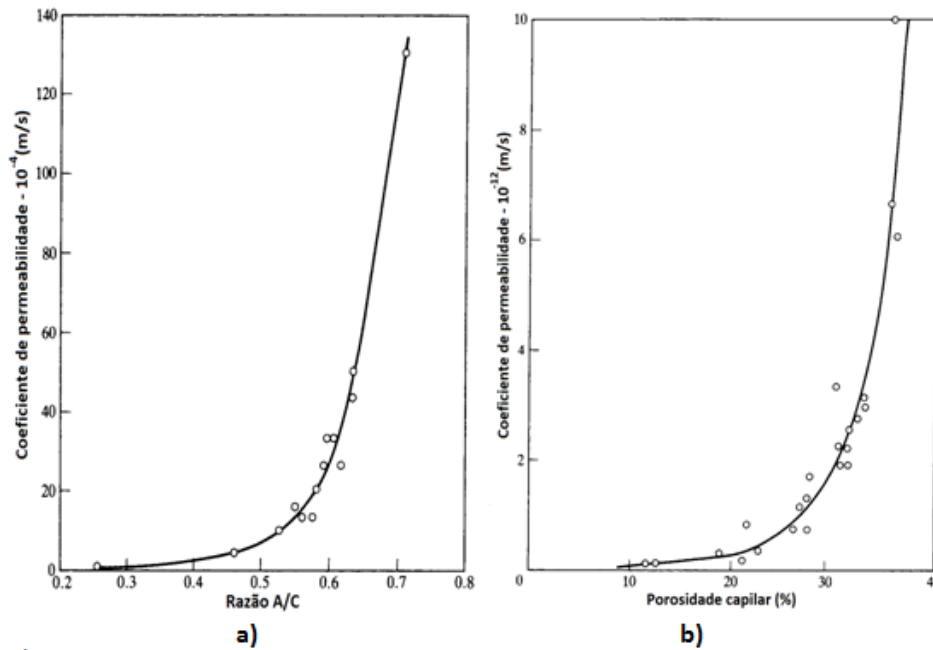


Figura 11 – Relação entre o coeficiente de permeabilidade e a razão A/C (a) e relação entre o coeficiente de permeabilidade e a porosidade capilar numa pasta de cimento com uma hidratação de 93% (b) (24)

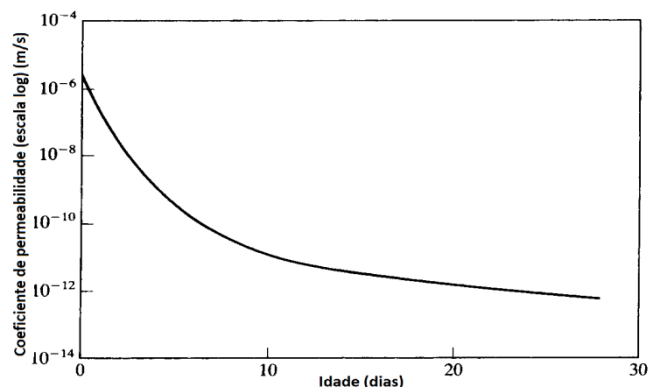


Figura 12 – Redução da permeabilidade da pasta de cimento com o passar do tempo (diminui com a evolução do processo de hidratação); razão A/C 0,7 (24)

A permeabilidade é ainda afetada por diversos fatores como o tipo de cura, a dosagem de cimento, a dimensão máxima do agregado (fenómeno de exsudação que fragiliza a ligação cimento inerte), etc.

O comité euro-internacional do betão (CEB) fornece no Quadro 6 intervalos de permeabilidade em função da qualidade do betão.

Quadro 6 – classificação do coeficiente de permeabilidade em função da qualidade do betão

Qualidade do betão	Permeabilidade	Coeficiente de permeabilidade k (m/s)
Elevada	Baixa	$< 10^{-12}$
Media	Media	$10^{-12}$ a $10^{-10}$
Baixa	Alta	$> 10^{-10}$

É possível determinar a permeabilidade à água com recurso as especificações do LNEC E475:2007 (Método GWT) e E413:1993 (Método de Figg). Em alguns casos pode-se recorrer a permeabilidade ao ar ou oxigénio (especificações do LNEC E413:1993 e E392:1993) para complementar a informação obtida noutros ensaios (difusão, capilaridade e permeabilidade à água) e assim possuir uma melhor estimativa da durabilidade do betão (23).

#### **2.3.4. Combinação de Mecanismos de Transporte**

Os mecanismos anteriormente descritos podem atuar sozinhos, de forma sequencial ou em simultâneo. A forma de processamento dos mecanismos vai depender das condições ambientais e da humidade no interior do betão. A humidade desloca-se pelo betão em diferentes estados físicos. Para um determinado valor de humidade relativa e devido ao fenómeno de condensação capilar, o interior dos poros podem estar preenchidos por água na forma líquida, no estado de vapor ou em ambos os estados.

Importa referir que o movimento da água líquida ocorre mesmo no caso de os poros estarem cheios de água, mas já no caso do vapor de água ou dos gases, o movimento só ocorre nos poros praticamente vazios, isto porque os gases têm que se dissolver na água (difusão destes na água é muito inferior em comparação com um meio com pouca humidade) (23).

No caso de o betão se encontrar no estado não saturado, e ocorrer ciclos alternados de molhagem e secagem, na fase de molhagem dá-se o mecanismo de absorção nas camadas superficiais e posteriormente na fase de secagem caso a água contenha agentes dissolvidos (cloretos, sulfatos, etc), estes vão se difundir para o interior (diferença de concentração entre as camadas superficiais e interiores). No caso inverso, em que o betão se encontra saturado os mecanismos que atuam são a permeação no caso de água sobre pressão e a difusão de iões.

#### **2.3.5. Ligações que Ocorrem Durante Penetração**

As substâncias agressivas quando se movem no interior do betão normalmente interagem com os componentes do betão. A interação que ocorre é por vezes chamada “ligação” ou de “fixação”. O tipo de combinação que vai ocorrendo entre a substância e os componentes do betão reduz a profundidade de penetração e prolonga o tempo necessário para atingir determinada espessura do betão. A medida que vai ocorrendo combinações no interior do betão, a quantidade de substâncias livres na solução dos poros capilares vai diminuindo.

A carbonatação é um exemplo de uma combinação no interior do betão, pois o CO<sub>2</sub> ao difundir-se pelos poros capilares ou fendas existentes vai reagindo com o óxido de cálcio

(CaO), fazendo com que a profundidade de penetração do CO<sub>2</sub> seja reduzida numa perspectiva de 100 anos (27).

Os cloretos também se combinam no interior do betão. A ligação entre o ião cloreto e os componentes do betão é influenciada por vários parâmetros. Um desses parâmetros é o tipo de composição do cimento, ou seja, as quantidades de C<sub>3</sub>A (aluminato tricálcico) e a quantidade resultante de gel CSH (silicatos de cálcio hidratados) (27). Os cloretos fixam na pasta de cimento devido a reação com o C<sub>3</sub>A originando o cloroaluminato de cálcio (3 CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.CaCl<sub>2</sub>.10H<sub>2</sub>O), normalmente denominado por sal de Friedel's, e em menor quantidade, com o C<sub>4</sub>AF (aluminoferrato tetracálcico), formando cloroferrato de cálcio (3 CaO.Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.CaCl<sub>2</sub>.10H<sub>2</sub>O) (10)(27). Os óxidos de alumina contidos nas cinzas volantes podem interagir com os iões de cloreto (11).

Os parâmetros descritos anteriormente afetam a penetração do ião cloreto no interior do betão, pois reduzem a sua velocidade de difusão.

## 2.4. Processos Deterioração do Betão

### 2.4.1. Introdução

Os processos de deterioração do betão armado ou pré-esforçado ocorrem normalmente devido a alterações das suas características, tanto a nível mecânico, químico e físico, e podem surgir tanto no interior como na superfície ou podem ocorrer em simultâneo.

As alterações que possam surgir no betão podem ter origem em defeitos, (ex. ao nível do projeto, na fase construção, etc.), danos (ex. sobre carga não prevista, embate na estrutura, etc.) e deterioração (ex. carbonatação, cloretos, etc.). Alguns dos sintomas, resultantes das alterações são: a fendilhação, deformações, desgaste, corrosão, desagregação, delaminação, infiltrações, eflorescências e assentamentos.

Um fator importante no processo de deterioração é o meio onde a estrutura está inserida, ou seja, a exposição ambiental a que a estrutura estará sujeita (agentes agressores, taxa humidade relativa, temperatura, etc.). Em termos da humidade, ela possui um papel preponderante em quase todos os processos de deterioração do betão e das armaduras, pois define a quantidade de água presente nos poros. Em muitos processos de degradação é necessária uma certa quantidade de água (ex. deterioração por sulfatos, alcalis-agregado, processo corrosão, carbonatação, etc).

Outros aspetos importantes são a estrutura porosa (quantidade, continuidade, tortuosidade) e a possível existência de fendas. No caso das fendas são locais que facilitam a entrada de humidade e de substâncias prejudiciais. Já a rede porosa incute como é que a humidade e as substâncias prejudiciais se vão deslocar no interior do betão, com maior ou menor dificuldade.

A degradação do betão e das armaduras está relacionada com processos físicos, químicos, mecânicos e biológicos. De seguida vai descrevem-se alguns dos processos de degradação, realçando os provocados pela carbonatação e pela presença de cloretos.

## **2.4.2. Processos Mecânicos**

### **2.4.2.1. Fendilhação do Betão**

A fendilhação do betão ocorre normalmente quando a resistência à tração do betão é ultrapassada. As tensões de tração podem surgir devido a variações térmicas, de sobre cargas não previstas, retração, etc... Pode ocorrer também devido a reações físico-químicas (ex. corrosão das armaduras, reações expansivas no interior do betão).

### **2.4.2.2. Fluência**

A fluência é um fenómeno complexo e pode ser definida como uma deformação que ocorre quando é aplicada uma tensão constante durante um determinado tempo. A deformação ocorre devido a variação do volume da pasta de cimento que envolve os agregados (28). Na fase inicial do carregamento ocorre uma deformação instantânea, e se o carregamento continuar durante um intervalo de tempo, verifica-se um aumento da deformação, designada por deformação de fluência.

### **2.4.2.3. Retração**

A retração consiste na diminuição das dimensões de uma peça de betão, desde o fim do processo de compactação até ao atingir o estado limite de equilíbrio com o ambiente, sem variações de temperatura e de tensões aplicadas (23). O fenómeno é explicado geralmente pela variação do volume da pasta de cimento, devido ao processo de secagem (evaporação da água da amassadura) e a hidratação do cimento (reações químicas).

Existem vários tipos de retração: retração plástica, retração básica (ou autogénea), retração por secagem, retração térmica e retração por carbonatação.

### **2.4.2.4. Fadiga**

A fadiga é o resultado de uma deformação devido a aplicação de cargas cíclicas num curto período de tempo, ou seja, há uma diminuição das características resistentes do material.

#### **2.4.2.5. Ciclos de Gelo-Desgelo e Ataque Geada**

Um betão saturado, quando é colocado a baixas temperaturas, a água que encontra-se retida nos poros capilares da pasta de cimento endurecido irá congelar. O processo de congelamento provoca uma expansão no betão. A causa dessa expansão é devida a passagem da água do estado líquido para o estado sólido (aumento do volume de água de cerca de 9%). Após o descongelamento verifica-se um acréscimo no tamanho dos poros. Este efeito é intensificado por repetições contínuas dos fenómenos de congelamento e descongelamento, ou seja, provocam uma expansão progressiva nos poros, causando fragmentação e fendilhação no betão (10)(12)(18).

Os agregados não têm capacidade para resistir ao gelo, e quando acontecer a congelação, não vão ter capacidade para resistir ao aumento de volume. Daqui resulta tensões sobre a pasta de cimento, levando ao aparecimento de fissuras e a escamação do betão.

#### **2.4.2.6. Erosão**

A erosão é um fenómeno que origina um desgaste na superfície do betão e é normalmente dividido em duas categorias: erosão por abrasão e por cavitação.

A erosão por abrasão é normalmente considerada como o atrito seco, ou seja, é devido ao deslizamento, a percussão (embate, choque, pancada) ou a fricção constante (10). O desgaste por abrasão é o que sucede nos pavimentos industriais ou rodoviários devido ao tráfego de veículos, ou nos passeios pelos peões. A abrasão também acontece nas estruturas hidráulicas, ou seja, quando um fluido se desloca a elevada velocidade e contem partículas solidas em suspensão. Este tipo de erosão acontece em pilares de pontes, em canais regularização de cursos de água, barragens, etc...

A erosão por cavitação acontece quando um fluxo de água, que se desloca com elevada velocidade e sem partículas solidas suspensas, e num determinado local, a sua velocidade ou direção são alteradas bruscamente, a pressão estática iguala a pressão de vapor, e surgem bolhas de vapor. Estas bolhas de vapor vão entrar colapso ou implodir quando a pressão estática exceder novamente a pressão de vapor. Esta implosão poderá causar elevados impactos sobre a superfície do betão (picadas).

#### **2.4.2.7. Fogo**

Em comparação com outros materiais (madeira, vidro e plástico), o betão tem mostrado um bom histórico no que diz respeito à exposição a temperaturas elevadas (fogo). É considerado um material incombustível e não produz fumos tóxico quando exposto a elevadas temperaturas. A reação do betão ao fogo depende de vários fatores, como é o caso da composição, pois a pasta de cimento encontra-se num estado hidratado

e em contacto com o calor, decompõe-se. O mesmo pode suceder-se com os agregados. O aço exposto a temperaturas elevadas expande-se excessivamente, perdendo resistência e tende a deformar-se, causando danos no betão (fendas). Em zonas onde há muita concentração de armaduras ocorrem destacamentos explosivos.

A resistência do betão armado ao fogo não depende só das propriedades do próprio material, mas também da distância a que as armaduras estão da superfície do betão (recobrimento) e de revestimentos superficiais como é o caso do gesso (em contacto com temperaturas elevadas, liberta água).

### **2.4.3. Processos Químicos**

A durabilidade do betão é afetada pelo ingresso de substâncias agressivas, pois podem originar vários tipos de deterioração por interagir com os minerais dos agregados ou com os componentes da pasta de cimento. No entanto as substâncias podem já estar presentes no betão, provenientes dos agregados, dos cimentos ou da água utilizada na amassadura. O ingresso ou a movimentação dessas substâncias no interior do betão depende da estrutura porosa, do tipo de cimento utilizado e das condições de cura.

Um dado essencial para que as reações químicas se desenvolvam no interior do betão é a presença de água em qualquer estado (líquido ou gás). De um modo geral, o ataque químico ao betão desenvolve-se por meio de decomposição dos componentes de hidratação do cimento e na formação de novos compostos que, no caso de serem solúveis, podem ser lixiviado para o exterior do betão e, no caso de não serem solúveis, estes podem causar perturbações no interior do betão. Os efeitos das reações no interior do betão podem levar muitos anos a tornarem-se visíveis, devido à velocidade de ingresso ser normalmente reduzida.

#### **2.4.3.1. Ataque Ácido**

Os ácidos são prejudiciais ao betão, pois dissolvem os componentes mais solúveis da pasta de cimento, formando novos compostos, nomeadamente sais de acordo com o ácido atacante, ou seja, a estrutura cristalina é destruída. A reação entre um ácido e uma base (hidróxido de cálcio) origina um sal. Os cimentos portland são mais vulneráveis a ataques, devido a elevada concentração de elementos de cálcio (hidróxido de cálcio, silicato de cálcio hidratado e o aluminato de cálcio hidratado), mas importa realçar que todos os componentes são alvos do ataque. Dos vários elementos de cálcio o mais vulnerável é o hidróxido de cálcio, pois é o responsável pela elevada alcalinidade do betão. O agregado calcário também é vulnerável.

A chuva ácida, que é constituída principalmente por ácido sulfúrico e nítrico, e apresenta um pH entre 4,0 e 4,5, pode originar desgaste na superfície em contacto com a chuva (10).

### 2.4.3.2. Ataque de Sulfatos

O ataque de sulfatos (magnésio, sódio, potássio e cálcio) é normalmente dividido em duas origens, ou seja, interna (presentes no betão) ou externa (provêm do exterior). No caso dos sulfatos de origem externa, estes estão presentes no mar, solos ou águas subterrâneas. Os sulfatos difundem-se pela rede porosa e vão reagindo principalmente com hidróxido cálcio, aluminato de cálcio, ferrite e silicatos de cálcio hidratados. No caso de existir fendas, estas tornam-se zonas de fácil acesso ao interior do betão. Das reações normalmente forma-se a etringite (sulfoaluminato)<sup>9</sup> e em menores quantidades o gesso. A etringite em contato com água torna-se muito expansiva, causando fissuração e desintegração. O aparecimento de fissuras promove a penetração de agentes agressores. A formação retardada de etringite (delayed ettringite formation- DEF) é visto com um ataque interno de sulfatos.

### 2.4.3.3. Ataque Álcalis-Agregado

É uma reação química que ocorre entre os certos tipos de minerais reativos dos agregados com os iões alcalinos (iões de sódio e potássio) presentes no cimento. Geralmente é considerada a existência de 2 tipos de ataque:

- Reações álcalis-sílica (RAS)
- Reações álcalis-carbonato (RAC)

#### Reações álcalis-sílica

A reação álcalis-sílica é a mais comum e só ocorre na presença de água. A presença de álcalis no betão é muito reduzida (presença reduzida no cimento), mas estes podem difundir-se do exterior para o interior do betão. As formas reativas de sílica são: opala (amorfa), obsidiana (vidro vulcânico), cristobalita (polimorfismo do quartzo) calcedónia (uma variedade criptocristalina do mineral de quartzo), e tridimita (cristalina).

A reação desencadeia-se quando as formas de sílica reativa presentes nos agregados são atacadas pelos iões alcalinos ( $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$ ), que estão presentes na solução aquosa contida nos poros. Desta interação é formado um gel de silicato alcalino, que em contato com água expande-se, causando fissuras irregulares. Normalmente as fissuras em termos de espessura apresentam valores entre 0,1 e 10 mm (o valor máximo é atingido em situações graves) e em profundidade podem alcançar os 25 mm (10). A evolução do fenómeno pode causar destacamentos.

---

<sup>9</sup> Formula química  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O} + \text{Ca}(\text{OH})_2$

### Reações álcalis-carbonato

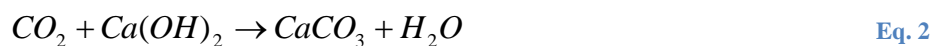
A RAC é uma reação entre os agregados dolomíticos argilosos (não existentes na RAM) e os hidróxidos alcalinos contidos na solução aquosa dos poros. Desta reação resulta a calcite ( $\text{CaCO}_3$ ) e brucite ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ). A expansão acontece devido a absorção de água pelos minerais argilosos. O fenómeno é evidenciado pela formação de zonas de reação em volta do agregado de aproximadamente 2 mm de largura. A fissuração desenvolve-se no seio da zona de reação, originando redes de fissuras, que provocam a perda de ligação entre a pasta de cimento e o agregado(10).

#### **2.4.3.4. Ataque de Água Pura**

A água pura apresenta na sua composição poucos ou nenhuns iões de cálcio. Esta ao entrar em contacto com a pasta de cimento tende a hidrolisar ou dissolver os componentes que contem cálcio, nomeadamente o hidróxido de cálcio. A lixiviação contínua do hidróxido de cálcio expõe os restantes componentes da pasta hidratada à decomposição química e, pode originar um gel de sílica e alumina amorfa com pouca ou nenhuma resistência (12).

#### **2.4.3.5. Carbonatação**

O dióxido de carbono encontra-se presente no ar, na água e nos oceanos. No caso do ar, a concentração de dióxido de carbono varia com a localização, ou seja, em zonas rurais é de cerca de 0,03%, num laboratório não ventilado pode atingir 0,1% e em grandes cidades o valor medio é de 0,3% podendo excepcionalmente atingir 1% por unidade de volume (10). Os túneis rodoviários (sem sistema de ventilação) são locais onde as superfícies de betão estão em contacto com elevadas concentrações de dióxido carbono. Como já foi referido, o  $\text{CO}_2$  difunde-se pelo betão devido a reação química que ocorre na película de água situada nas paredes dos poros entre o dióxido de carbono e os hidróxidos do betão, mas principalmente com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) (Eq.2).



O dióxido de carbono em si não é prejudicial, pois não consegue reagir com os hidratos da pasta de cimento. O fenómeno de carbonatação inicia-se quando ocorre a dissolução de  $\text{CO}_2$  na película de água existente nos poros capilares. Desta reação resulta o ácido carbónico que vai reagir com os componentes alcalinos existentes na solução intersticial da pasta de cimento (Eq.3). Em primeiro lugar o dióxido de carbono reage com hidróxidos de potássio (KOH) e sódio (NaOH), que encontram-se em minoria na solução contida nos poros capilares (Eq.4 e Eq.5). A medida que a concentração de hidróxidos diminui na solução o hidróxido de cálcio aumenta a sua solubilidade e, a partir

desse instante começa a reagir com o dióxido de carbono. Deste modo o dióxido carbono difunde-se para o interior do betão e os hidróxidos (NaOH, KOH e Ca(OH)<sub>2</sub>) difundem-se para frente de carbonatação de modo a equilibrar a presença destes nessa zona (Figura 13).

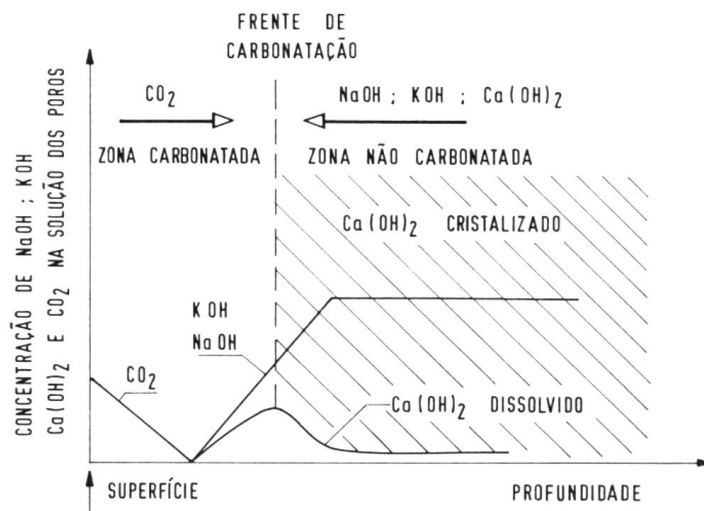
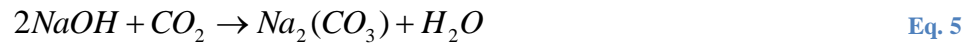


Figura 13 – Mecanismo de carbonatação do betão (22)

Das reações entre o dióxido de carbono e os hidróxidos, resulta o carbonato de cálcio que pode apresentar três formas cristalográficas, a aragonite, a vaterite e a calcite. A forma mais comum é a calcite.

#### 2.4.3.5.1. Efeitos da Carbonatação

A carbonatação por si só não causa deterioração do betão, mas tem efeitos importantes sobre este, nomeadamente a retração por carbonatação e na diminuição do pH (alcalinidade) da solução contida nos poros (12). O pH do betão situa-se entre os 12,6 a 13,5 e é reduzido para menos de 9 devido ao fenómeno da carbonatação, mais concretamente devido a reação da Eq.2. No caso de todo o hidróxido de cálcio ser carbonatado o valor do pH é reduzido para 8,3 (Figura 14) (10).

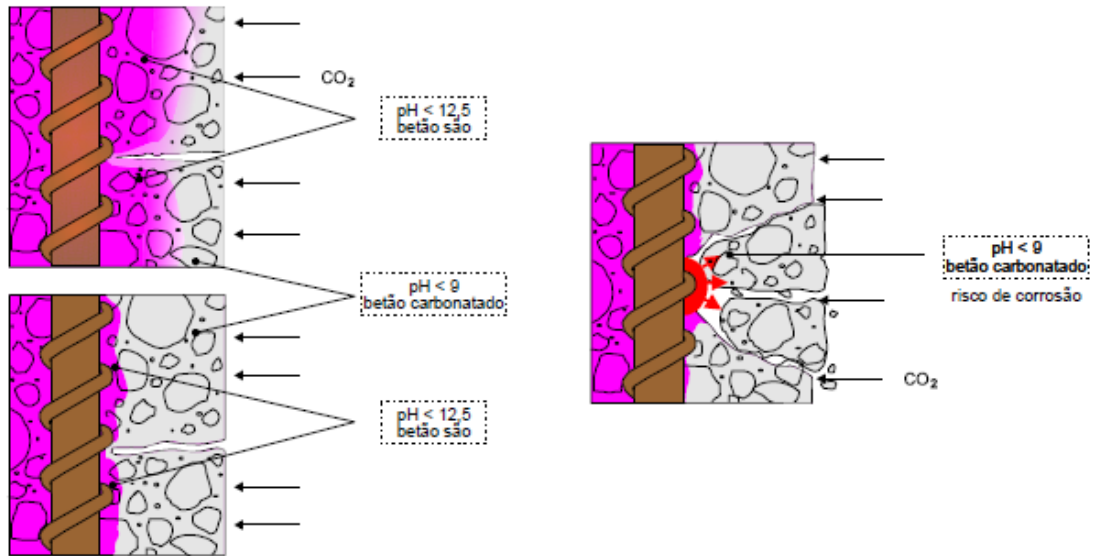


Figura 14 – Avanço da frente de carbonatação e suas consequências (13)

No processo de carbonatação podemos definir 3 zonas, a zona onde o betão já se encontra carbonatado e o pH apresenta valores inferiores a 9 ( $\text{Ca(OH)}_2$  foi convertido em  $\text{CaCO}_3$ ). A zona não carbonatada onde o pH é de 13. E por último, a zona intermedia que separa as anteriores, ou seja, a frente de carbonatação onde dá-se a reação de carbonatação (Eq.2) e onde valor de pH começa a diminuir (Figura 15) (22)(29)(30).

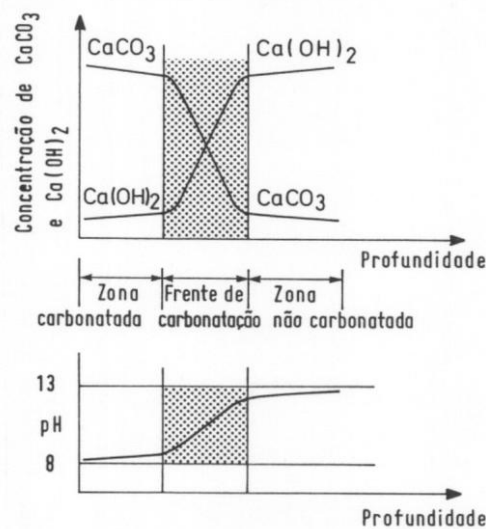


Figura 15 – Zonas envolvidas no mecanismo da carbonatação e a variação do pH ao longo da profundidade (22)

A redução do pH é um efeito negativo, pois as armaduras embebidas no meio alcalino criam uma película de óxido em torno das armaduras, conhecida por camada de passivação, e com a diminuição do pH (próximo dos 9) a película protetora desaparece e as armaduras ficam sujeitas ao fenómeno de corrosão. Para o processo de corrosão iniciar-se é necessário a presença de oxigénio e humidade junto às armaduras. Por este

motivo, é importante conhecer a extensão da carbonatação, ou seja, a profundidade. Importa referir, que devido a presença de agregados de grandes dimensões, a 'frente' não se desloca como uma linha reta perfeita (10).

#### 2.4.3.5.2. Modelação da Carbonatação

Como já foi referido anteriormente o mecanismo relevante de transporte de dióxido de carbono pela estrutura porosa do betão é a difusão e, deste modo é possível aplicar a 1ª lei de Fick para a modelar a profundidade de carbonatação em função do tempo. De acordo com esta lei a quantidade de dióxido de carbono que passa por uma determinada secção de betão é definida pela seguinte expressão (31):

$$m = -DA \frac{C_1 - C_2}{x} t \quad \text{Eq. 6}$$

onde,

m – massa de dióxido de carbono [g]

D – coeficiente de difusão do dióxido de carbono [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

A – área da secção [ $\text{m}^2$ ]

C1 – Concentração do dióxido de carbono no exterior [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

C2 – concentração do dióxido de carbono na frente de carbonatação [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

t – tempo [s]

x – espessura da camada de betão carbonatada

O dióxido de carbono na frente de carbonatação vai reagindo com os constituintes alcalinos. Para a frente de carbonatação avançar dx é necessária uma determinada quantidade de dióxido carbono, que é definida pela seguinte equação:

$$m = aAdx \quad \text{Eq. 7}$$

onde,

a – quantidade de dióxido de carbono necessária para carbonatar uma unidade de volume de betão [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

Introduzindo a Eq.7 na Eq.6 obtém-se:

$$x dx = -\frac{D}{a} (C_1 - C_2) t \quad \text{Eq. 8}$$

Integrando a equação anterior e considerando o D, C1 e C2 com sendo constantes, obtém-se:

$$x^2 = \frac{2D}{a}(C_1 - C_2)t \text{ Eq. 9}$$

Agregando as constantes num único elemento K, obtém-se:

$$x = K\sqrt{t} \text{ Eq. 10}$$

onde,

x – profundidade de carbonatação para um dado instante de tempo [mm]

t – tempo [s]

K- coeficiente de carbonatação [mms<sup>-0,5</sup>]

O valor de K (coeficiente de carbonatação) pode muitas vezes ser superior a 3 a 4 mm/ano no caso de betões de baixa resistência (10). A Eq.10 só pode ser aplicada quando o betão está sob condições constantes. Isto devido às simplificações que foram feitas não se verificarem na realidade, pois o coeficiente de difusão não é constante ao longo do tempo de exposição como foi admitido anteriormente. O coeficiente de difusão depende de vários fatores como das condições de exposição, nomeadamente se a superfície do betão está exposta a uma humidade variável, pois com humedecimento periódico, a taxa de carbonatação é reduzida por causa da diminuição da difusão de CO<sub>2</sub> em meios saturados. A temperatura exerce também uma influência sobre a difusão. O tipo de cura influencia a difusão, pois define a taxa de hidratação do cimento e deste modo, a quantidade de componentes carbonatáveis e, por fim, também tem um papel importante na formação da estrutura porosa.

Deste modo é preferível recorrer a equação disponível na norma do LNEC E465 para uma modelação da carbonatação no interior do betão mais fiável, pois engloba alguns dos parâmetros que influenciam a carbonatação (humidade relativa, tipo de cura, etc.).

#### 2.4.3.5.3. Fatores que Influenciam a Carbonatação

Existem vários fatores que influenciam a velocidade de carbonatação, como teor de humidade relativa, concentração de dióxido de carbono, temperatura, tipo de cimento e quantidade, razão A/C, fendilhação, tipo de cura, entre outras. Devido a quantidade de fatores que influenciam a carbonatação, torna-se difícil prever a profundidade da mesma.

O fenómeno da carbonatação ocorre progressivamente da superfície exterior do betão para o seu interior, e fá-lo a uma taxa decrescente, pois tem que se difundir pelo sistema de poros, incluindo pela zona já carbonatada (formação da calcite em substituição do hidróxido de cálcio, o que origina uma diminuição da porosidade e permeabilidade) (10).

A existência de fendas é um desses fatores, pois possibilita um acesso mais rápido, mais profundo ao interior do betão e uma maior área de exposição aos agentes agressores (neste caso o dióxido de carbono). A facilidade de acesso ao interior do betão depende da abertura da fenda e da profundidade da mesma.

A largura admissível encontra-se definida no EC2, e depende da agressividade do meio e tipo de armaduras (ordinárias ou de pré-esforço).

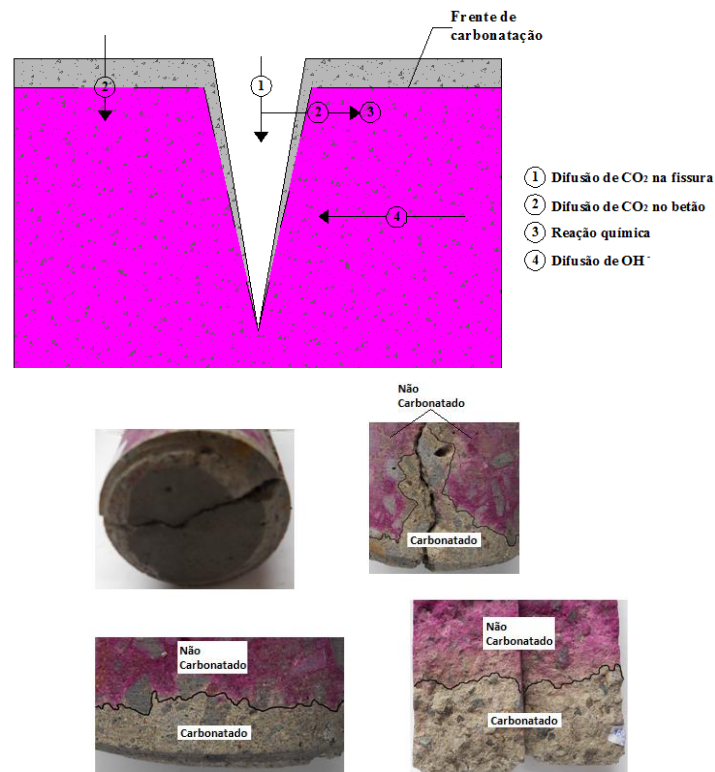


Figura 16 – Representação esquemática da carbonatação no interior de uma fissura

A humidade relativa tem um papel importante na evolução do processo de carbonatação, pois como já foi referido anteriormente a difusão de dióxido de carbono na água é de 4 ordens de grandeza mais lenta que no ar, e por outro lado a ausência de água nos poros impede a dissolução do CO<sub>2</sub> (Eq.3). Tanto numa situação de saturação ou na ausência de humidade no interior do betão, o processo de carbonatação é retardado. A velocidade de carbonatação é máxima para ambientes que apresentem humidades relativas entre os 50 a 70% (Figura 17) (10)(20)(32).

Outro aspeto a ter em conta é as condições de exposição, pois é tipo de exposição que determina as variações de humidade na camada superficial de cada elemento.

A tabela seguinte demonstra a influência que as condições de exposição têm na velocidade carbonatação (20):

<b>Tipo de exposição</b>	<b>Velocidade do processo</b>
Elementos sujeitos a ambientes interiores	Carbonatação é máxima
Elementos enterrados ou submersos	Carbonatação tem pouco significado
Elementos em ambientes exteriores com chuva	Carbonatação é baixa
Elementos em ambientes exteriores protegidos	Carbonatação é mais elevada

A influência da humidade relativa na evolução da carbonatação foi descrita por Wierig, que num betão com uma razão A/C =0,6, e com uma idade de 16 anos apresentava as seguintes profundidades de carbonatação de acordo com o tipo de exposição: humidade relativa de 100%, 0 mm, a uma humidade de 95%, 4 mm, e a uma humidade de 60%, de 15 mm (25).

A qualidade do betão de recobrimento é fundamental porque funciona como barreira a penetração do dióxido de carbono. Para obtenção de um recobrimento de qualidade é necessário ter em conta a sua composição (razão A/C, tipo e quantidade cimento, adições) e uma cura e compactação adequada. Como já foi referido a razão A/C tem um papel importante.

A quantidade e tipo de cimento vão determinar a quantidade disponível de substâncias alcalinas no betão, principalmente o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), que vão reagir com o dióxido de carbono. Isto significa que quanto maior for a quantidade de cimento, maior será a quantidade de substâncias alcalinas e menor será a velocidade de carbonatação. Este aspeto é visível na Figura 17, onde um aumento da quantidade de cimento leva a uma diminuição da profundidade de carbonatação. Os cimentos portland sem adições são de maneira geral mais resistentes a carbonatação (15). Em termos das adições, estas podem ter efeitos opostos na progressão da carbonatação. O efeito considerado positivo é a redução da porosidade, pela modificação da estrutura interna dos poros (diminuição e refinamento dos poros), o que vai dificultar a difusão do  $\text{CO}_2$ . Por outro lado, o efeito contrário é a menor quantidade de hidróxido de cálcio presente no betão, pois as adições são normalmente usadas para substituir parcialmente o cimento (diminuição da quantidade de cimento). Segundo Neville (10), a adição de cinzas volantes no betão para substituir parte do cimento pode causar dois efeitos, um negativo que é a diminuição do hidróxido de cálcio que reage com a sílica pozolânica presente nas cinzas volantes, e por outro lado, o efeito positivo é que dessa reação resulta uma estrutura mais densa na pasta de cimento endurecida, que vai dificultar a difusão de dióxido de carbono e conduzir assim, a velocidades de carbonatação mais lentas. O importante é saber qual dos dois efeitos é mais preponderante. É de realçar que as reações pozolânicas necessitam de uma cura adequada. A utilização de escórias de alto-forno na produção de betão pode causar uma diminuição da resistência a carbonatação, sobretudo quando o betão é mal curado. Nos casos em que não é respeitado o critério de uma boa cura, os betões com escórias de

alto-forno podem apresentar profundidades entre 10 a 20 mm, após um ano de exposição (10). No entanto há que reportar que a utilização de cimentos com quantidades de escórias de alto-forno inferiores a 50%, expostos a um teor de 0,03% de dióxido de carbono, não provocam aumentos significativos de carbonatação. Segundo António Costa (20) “as adições devem ser encaradas como um produto a adicionar ao betão e não como um substituto do cimento”.

A razão A/C como já foi referido anteriormente tem um papel importante na porosidade do betão, e este na permeabilidade do mesmo, ou seja, define a dimensão, a quantidade e a continuidade dos poros no interior do betão. Quanto maior a razão A/C, maior será a permeabilidade do betão, logo maior difusão de dióxido de carbono e consequentemente maior velocidade de carbonatação. Esse facto é visível na Figura 17, quanto maior a razão A/C maior é a profundidade de carbonatação.

A cura é importante para obtenção de um betão de boa qualidade. A cura do betão consiste em criar condições estáveis e ideais (temperatura, humidade e vento), de modo a evitar que a água evapore rapidamente do betão jovem em fase de hidratação. Em concreto o objetivo da cura é garantir que o betão se mantenha praticamente saturado, de modo a que os espaços, que inicialmente estavam preenchidos de água sejam praticamente ocupados pelos produtos de hidratação. O período de cura é importante, pois a perda súbita de água afeta o desenvolvimento da resistência, mas também vai causar retração plástica, um aumento da permeabilidade, uma redução da resistência ao desgaste (abrasão) e aos ataques químicos (10)(26). Um aumento da permeabilidade significa um aumento da porosidade, e por consequência um aumento da profundidade de carbonatação.

A resistência do betão é mais um fator que afeta a velocidade de carbonatação, pois como podemos verificar na Figura 17, a profundidade diminui com o aumento da resistência.

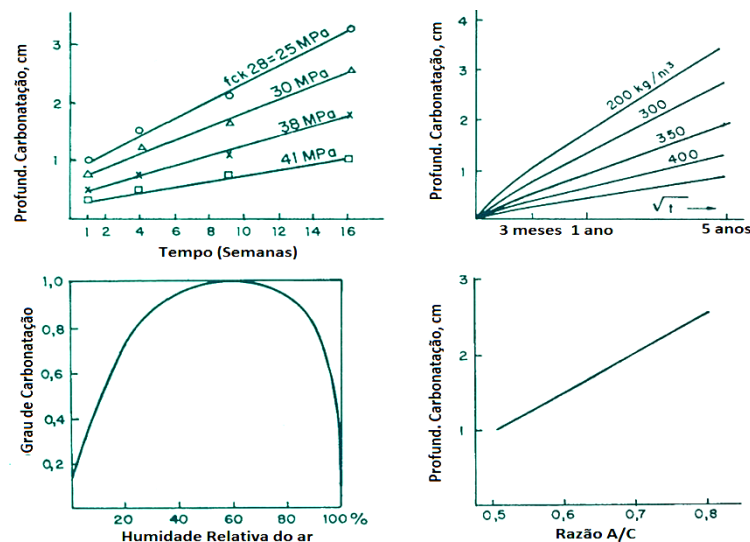


Figura 17 – Vários fatores que influenciam a carbonatação como: humidade relativa, razão A/C, quantidade cimento e a resistência a compressão do betão (15)

O teor de dióxido de carbono presente na atmosfera varia de acordo com a sua localização, como já foi referido anteriormente. Em locais onde o teor de dióxido de carbono é mais elevado, a taxa de carbonatação aumenta, especialmente quando a razão A/C é elevada (10). A difusão do dióxido de carbono ocorre mesmo quando a concentração é baixa.

A temperatura tem influência sobre as reações químicas da carbonatação. Pequenas variações de temperatura causam insignificantes alterações na carbonatação, mas em casos extremos (elevadas temperaturas), verifica-se um aumento da taxa de carbonatação (10).

#### **2.4.3.6. Ataque Biológico**

O betão é normalmente resistente ao ataque microbiológico por causa do seu elevado pH. No entanto, sobre certas condições tropicais, algumas algas, fungos e bactérias podem utilizar o azoto atmosférico para produzir o ácido nítrico que provoca danos no betão (10). O desenvolvimento de musgos, líquenes, raízes de plantas ou árvores que introduzem-se em fendas existentes ou em zonas débeis da estrutura, causando ainda mais fissuração, e conseqüentemente mais deterioração na estrutura (18).

#### **2.4.3.7. Ataque por Cloretos**

Os cloretos provocam uma dissolução localizada na camada passiva, dando lugar a ataques denominados por localizados (picaduras), que podem reduzir drasticamente a secção do aço, num curto espaço de tempo. Os cloretos podem estar presentes no betão, porque penetram desde o exterior (fonte externa), no caso de estruturas em contato com o mar/ ou próximas da costa, ou devido a utilização de sais de gelo. Os cloretos também podem estar presentes no betão (fonte interna), porque foram adicionados na produção deste, ou seja, nas matérias-primas (aditivos, água, cimento e agregados). É de realçar que na Madeira, as areias são provenientes do fundo mar, logo é necessário promover lavagens, de modo eliminar os cloretos presentes. Já o cimento portland apresenta normalmente pequenas quantidades de cloretos, não ultrapassando os 0,01% por massa (10). No caso da adição, um exemplo era a utilização do cloreto de cálcio como um acelerador de presa. O teor máximo de cloretos presente no betão encontra-se definido em normas, que no caso de Portugal encontra-se na norma NP EN 206-1:2007.

Seja qual for a sua origem externa, os cloretos necessitam da presença da água na estrutura porosa do betão, para poderem penetrar para o interior deste (10)(31). No caso da existência de micro-fendas ou fendas, também é necessário a presença da água no interior destas.

Dependendo das condições ambientais, a penetração pode ocorrer segundo os seguintes mecanismos de transporte (31): Permeação (Permeabilidade), Sucção Capilar e Difusão. Estes mecanismos encontram-se descritos no ponto 2.3 deste trabalho. Importa

realçar que estes mecanismos normalmente não atuam sozinhos mas em conjunto, mas isso vai depender do tipo de exposição a que a estrutura esta sujeita. Na Figura 18 é possível visualizar os vários mecanismos de transporte que atuam numa estrutura em ambiente marítimo.

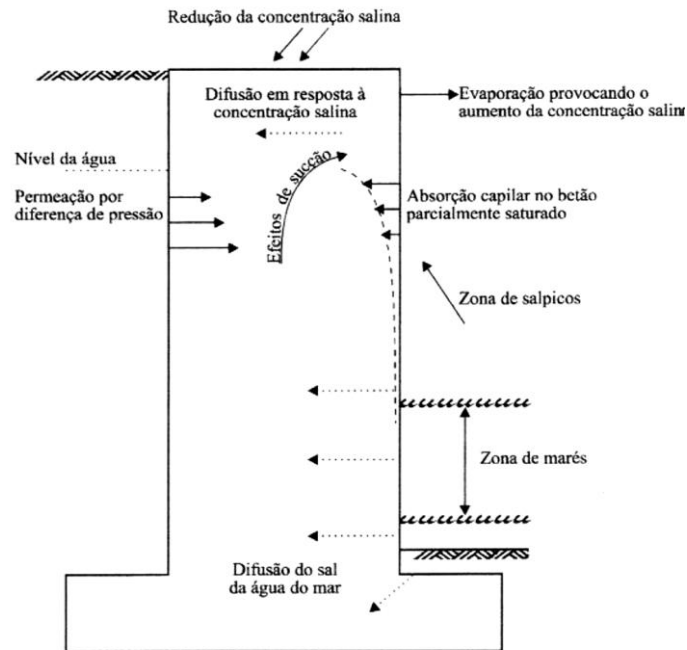
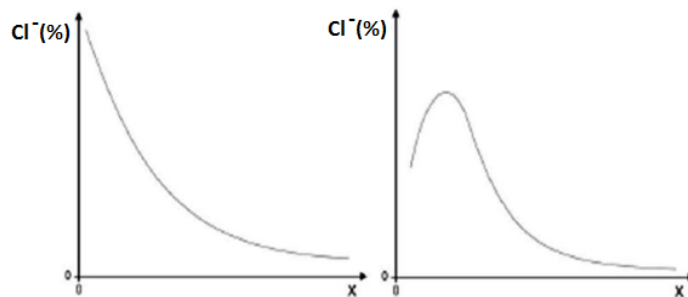


Figura 18 – Mecanismos de transporte numa estrutura de betão em ambiente marítimo (13)

Em zonas marítimas ou próximas da orla marítima, normalmente ocorre deposição de cloretos na superfície do betão, quer por contacto ou salpicos, no caso de zonas costeiras, ou pelo vento em zonas mais distantes da orla marítima. Quanto maior for a distância da orla marítima, menor será a deposição de cloretos na superfície do betão, pois esta depende da intensidade do vento, da topografia da região e da existência de barreiras, como de edifícios altos. Importa referir que os cloretos transportados pelo vento podem percorrer distâncias consideráveis até 2 km (10). Só quando são criadas as condições necessárias, para que os mecanismos de transporte se desenvolvam, é que os cloretos depositados na superfície penetram para o interior do betão. Este ingresso irá causar um aumento da concentração de cloretos nas camadas superficiais, que vai diminuindo continuamente para o interior do betão, como é possível verificar na Figura 19.

No caso de acontecer lavagem superficial (chuvas), o valor máximo de iões de cloreto não irá ser obtido na zona superficial, mas sim no interior, como é visível na Figura 19. Este facto também ocorre em zonas onde acontece ciclos alternados de molhagem /secagem contaminados com cloretos. Quando dá-se a molhagem da superfície, os cloretos penetram para o interior do betão, por absorção capilar, e na fase de secagem, parte da água evapora-se, mas os cloretos permanecem no interior, aumentando a concentração nas camadas superficiais. Posteriormente deslocam-se para zonas onde é menor o teor de cloretos (zonas interiores), através do mecanismo de difusão.



**Figura 19 – Perfil de concentração de cloretos em profundidade para a situação teórica de difusão pura (à esquerda) e para a situação mais real em que há uma lavagem do betão superficial e o teor máximo é atingido no interior do betão (à direita) (33)**

Nas situações onde não há penetração de cloretos do meio exterior, e a inclusão destes no betão surge no processo de fabrico, o teor de cloretos é aproximadamente constante em profundidade (33).

Os cloretos no interior do betão podem encontrar-se em três diferentes estados: uma parte dos cloretos encontra-se quimicamente ligado com os produtos resultantes da hidratação, outra parte encontra-se fisicamente ligado, ou seja, adsorvidos na superfície dos poros de gel, e os restantes encontra-se livres na solução dos poros. São estes últimos, os denominados “cloretos livres”, que podem causar a rotura da película passiva das armaduras. As descrições de algumas ligações encontram-se descritas no ponto 2.3.5 deste trabalho.

Normalmente não é determinado o teor de cloretos livres contidos no interior do betão. O que é feito normalmente é a determinação do teor de cloretos totais contidos no interior do betão. Este valor é regularmente apresentado em forma de percentagem relativamente à massa de cimento.

Para determinar o perfil de cloretos (totais), normalmente são obtidas amostras de pó, a diferentes profundidades, para serem analisadas em laboratório. As amostras podem ser obtidas em obra ou de uma carote, em ambos os casos é necessário o uso de um berbequim. Posteriormente podem ser efetuadas análises químicas ou análises de fluorescência de raios-X (34). É necessário ter cuidados na obtenção das amostras de pó, de modo a não haver contaminação destas, pois iria afetar os resultados obtidos em laboratório.

É necessário um determinado teor de cloretos, denominado como teor crítico, para ocorrer a despassivação das armaduras e assim se iniciar o processo de corrosão. No entanto existe muita discussão em torno desse valor crítico. A razão para essa controvérsia é porque não é apenas a concentração de iões de cloreto livres contidos na solução dos poros que determina a destruição da película passiva, mas também a relação entre os iões de cloreto livres e os restantes iões presentes na solução, nomeadamente a relação  $[Cl^-]/[OH^-]$  (10)(31). De acordo com Metha e Monteiro (12), a película que envolve a armadura torna-se normalmente instável quando o valor da razão  $[Cl^-]/[OH^-]$  é superior a 0,6, o que significa que é possível ocorrer corrosão. Na Figura 20 é possível verificar o risco de corrosão de acordo com a percentagem de cloretos presentes.

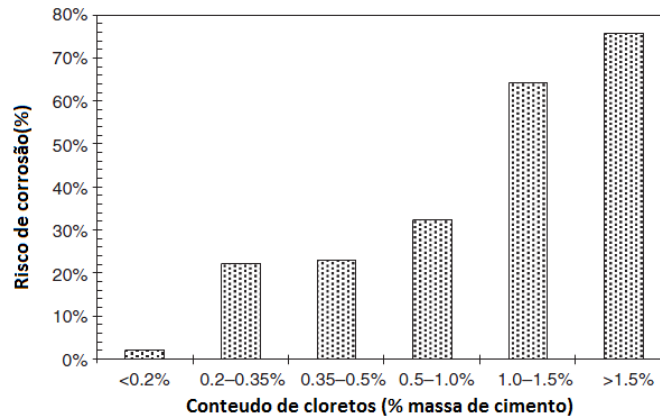


Figura 20 – Risco de iniciação de corrosão em função do teor de cloreto (27)

Os fatores que afetam a penetração dos cloretos no betão são praticamente os mesmos que condicionam a carbonatação, ou seja a qualidade (razão A/C, tipo cura, composição) e espessura do recobrimento, e as condições de exposição, pois são estas que determinam quais os mecanismos de transporte e a velocidade dos mesmos.

O teor crítico de íões de cloreto é influenciado pela composição e quantidade de cimento, ou seja, pelo teor de  $C_3A$  como já foi referido anteriormente. Quanto maior for o teor de  $C_3A$  menor será a velocidade de penetração, refletindo-se assim no aumento do teor crítico. É recomendável o uso de cimentos com elevado teor de  $C_3A$  quando há risco de corrosão por cloretos, mas há que ter em atenção, a presença de sulfatos, pois estes reagem com os cloroaluminatos, libertando cloretos para solução aquosa, levando assim a uma diminuição do teor crítico. Outro aspeto a ter em consideração é o calor de hidratação, quando são utilizadas elevadas quantidades de  $C_3A$ . A carbonatação também causa o mesmo efeito que os sulfatos. Foi também demonstrado em testes laboratoriais, que uma pequena quantidade de cloretos no betão carbonatado provoca um aumento da taxa de corrosão, isto devido a baixa alcalinidade do betão carbonatado (10). No caso do recurso a cimentos que contêm escória granulada de alto-forno, é possível que os cloretos também se combinem com aluminatos contidos nas escórias, mas essa combinação ainda não foi completamente comprovada (10).

#### 2.4.3.7.1. Modelação da Penetração

A penetração de íões de cloreto da superfície do betão para o interior é devido aos vários mecanismos de transporte (permeação, difusão e absorção), e da combinação desses mesmos mecanismos, que obedecem a diferentes leis. Apesar dos vários mecanismos de transporte, no geral aplicam-se as leis de difusão para quantificar a penetração dos cloretos (31). Esta abordagem é uma forma simplificada de abordar o complicado mecanismo de penetração de cloretos (31). No mecanismo de transporte por difusão, a força motora deste mecanismo é controlada pelo gradiente de concentração.

A modulação da penetração dos iões de cloreto para o interior do betão pode ser definida pelas leis de difusão de Fick. De acordo com as leis de difusão num meio isotrópico e em regime estacionário, o transporte de iões de cloreto através de uma determinada área de uma secção de um elemento de betão, por uma unidade de tempo (fluxo  $F$ ) é proporcional ao gradiente de concentração de cloretos medidos perpendicularmente a essa secção, ou seja, o que atrás foi descrito é traduzida pela 1ª lei de Fick (31):

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad \text{Eq. 11}$$

em que,

$F$ = fluxo [ $\text{kg}/\text{m}^2\text{s}$ ];

$D$ = coeficiente de difusão [ $\text{m}^2/\text{s}$ ];

$C$ = concentração de cloretos [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];

$X$ = distância a superfície do betão;

Quando os cloretos deslocam-se no interior do betão, há uma variação da concentração  $C$  em todos os pontos  $x$  do betão para qualquer tempo  $t$ , ou seja, temos um processo de difusão não estacionário. De forma a simplificar o problema é considerado que o fluxo de iões dá-se numa única direção, ou seja, apenas no eixo  $x$ .

Tendo em conta um volume de betão semi-infinito em que difusão ocorre segundo o eixo definido anteriormente, vamos obter para um tempo,  $dt=1$  (unitário), a concentração que passa no volume escolhido:

$$\frac{\partial C}{\partial t} dx = F - \left( F + \frac{\partial F}{\partial x} dx \right) = -\frac{\partial F}{\partial x} dx \quad \text{Eq. 12}$$

Aplicando a primeira lei de Fick na equação anterior (Eq.12), obtém-se a segunda lei de Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} dx = \frac{\partial}{\partial x} \left( D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad \text{Eq. 13}$$

Considerando que o coeficiente de difusão é constante no tempo e no espaço, obtém-se a seguinte equação:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{Eq. 14}$$

Determinando as condições de fronteiras:

$$C(x) = 0 \text{ para } t=0; 0 < x < \infty;$$

$$C(x) = C_s \text{ para } x=0; 0 < t < \infty$$

obtém-se a seguinte solução para segunda lei de Fick:

$$C(x,t) = C_s - (C_s - C_i) \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad \text{Eq. 15}$$

onde,

$C(x,t)$  = concentração de cloretos numa determinada profundidade  $x$  em relação a superfície do betão após o tempo  $t$  desde o início da exposição, ou seja, representa o perfil de cloretos [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];

$C_s$  = concentração de cloretos na superfície do betão [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];

$C_i$  = concentração inicial no betão [percentagem por massa de ligante -  $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];

$\operatorname{erf}$  = função erro, os valores podem ser encontrados em compêndios de matemática;

A equação obtida anteriormente apresenta algumas limitações, pois o coeficiente de difusão depende da concentração de cloretos (difusão diminui com aumento da concentração), depende da humidade do betão (como foi referido, qualquer que seja o mecanismo de transporte, é necessário água no interior dos poros para os cloretos penetrarem, e o coeficiente é maior em meios saturados), a difusão não é o único meio de penetração, etc.

## 2.5. Considerações Gerais do Processo de Corrosão

### 2.5.1. Introdução

Este tipo de fenómeno ocorre principalmente em betões de baixa qualidade, devido aos valores da relação água/cimento ( $A/C$ ) serem elevados, que como já foi referido anteriormente vão originar elevada porosidade no betão.

O betão tem uma dupla função: proteger as armaduras através do betão de recobrimento dos agentes agressores, e por outro a solução contida nos poros no interior do betão origina um ambiente alcalino ( $\text{pH} \approx 13$ ), que permite a formação de uma camada de óxido ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) protetor (uma película que envolve a armadura).

A alcalinidade do meio é conseguida principalmente devido a enorme quantidade de hidróxidos de cálcio produzidos durante as reações de hidratação dos silicatos de cálcio, mas também dos hidróxidos de sódio e potássio, estes em menor quantidade. A presença destes hidróxidos na solução contida nos poros origina uma elevada alcalinidade, ou seja, um  $\text{pH}$  entre os 12,6 e os 14.

A quantidade relativa de cada um desses íons depende fundamentalmente da composição e característica do cimento, do grau de hidratação e da relação água/cimento (15).

O processo de corrosão tem início quando a película de óxido de ferro é destruída. Essa destruição pode estar relacionada com a diminuição do pH da solução dos poros para valores inferiores a 9 (relacionado com a penetração do dióxido carbono, ou seja, a carbonatação do betão, ou por lixiviação dos elementos alcalinos), ou pela ação dos íons do cloreto quando estes ultrapassam um determinado valor crítico próximo das armaduras. Importa referir que para o processo de corrosão iniciar-se é necessário a presença de humidade e oxigénio.

Os primeiros sintomas visíveis que o processo de corrosão das armaduras já teve início, consistem no aparecimento de manchas de cor castanha ou avermelhada, normalmente designadas por ferrugem. Com o passar do tempo o processo origina fendilhação, delaminação e destacamento do betão de recobrimento (Figura 21).

Os fatores que condicionam este fenómeno estão associados essencialmente as características do betão, ao meio ambiente e a disposição das armaduras nos elementos estruturais (32).



Figura 21 – Efeitos do processo de corrosão (fendilhação e destacamentos)

### 2.5.2. Corrosão das Armaduras no Betão

A corrosão é um fenómeno que ocorre em meio aquoso, e no caso do betão armado este ocorre na solução contida nos poros.

A corrosão das armaduras no betão consiste num processo de oxidação destrutiva do aço devido a lixiviação, carbonatação, teor crítico cloretos, etc. Assim a corrosão ocorre como resultado da formação de uma célula ou pilha eletroquímica, no qual é necessário a presença de quatro elementos (Figura 22):

- Um ânodo, onde ocorre a oxidação (zona da armadura despassivada);
- Um cátodo, onde ocorre redução (zona da armadura que tem acesso ao oxigénio);
- Um condutor elétrico, onde a corrente elétrica passa em forma de fluxo de eletrões;
- Um eletrólito, que neste caso é o betão, por onde a corrente elétrica é gerada pelo fluxo de íons em um meio aquoso.

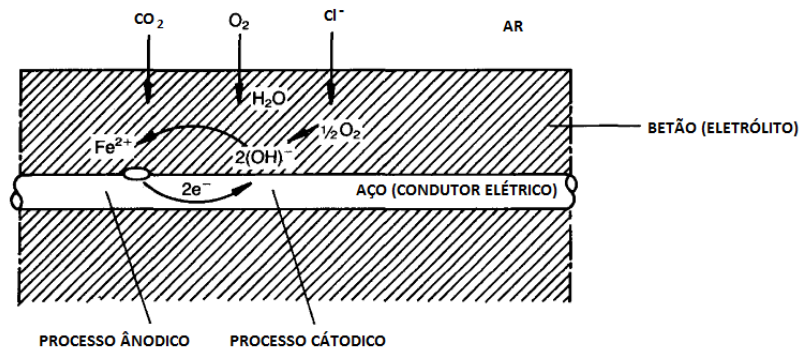


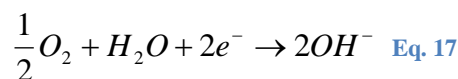
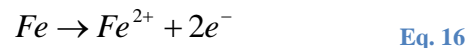
Figura 22 – Modelo simplificado da corrosão do aço no betão (adaptado de (15))

O processo de corrosão é muito idêntico ao funcionamento de uma pilha induzido por diferenças de potencial entre as várias zonas da armadura.

A corrosão eletroquímica do aço no betão pode estar relacionada com a falta de uniformidade do aço (diferentes aços, soldaduras, zonas ativas sobre a superfície do aço), do contacto com metais menos ativos e da heterogeneidade do próprio betão que envolve o aço, quer ao nível químico ou físico (15).

Como já foi referido anteriormente a corrosão normalmente previne-se pela formação de uma película de óxido de ferro.

Assim na zona do ânodo dá-se a dissolução do ferro com a passagem do ião  $Fe^{2+}$  para a solução libertando dois eletrões (Eq.16). Os eletrões libertados deslocam-se pelo condutor elétrico (armaduras) até a zona do cátodo devido à diferença de potencial. No cátodo, mas propriamente na interface betão/armadura, ocorre a redução do oxigénio devido aos eletrões anteriormente libertados reagirem com a água e o oxigénio, originando os iões de hidróxido ( $OH^-$ ), que fluem através do eletrólito até ao ânodo de modo a fecharem o circuito (Eq.17). Os iões de hidróxido obtidos na zona catódica vão reforçar a película passivante na zona anódica devido ao aumento da alcalinidade dessa zona (31).



Importa realçar que é necessário uma quantidade da água e do oxigénio em simultâneo no betão, para que seja possível a evolução do processo de corrosão.

A Eq.16 obtida na zona anódica constitui apenas um dos primeiros passos do mecanismo de deterioração, pois ocorrem ainda diversas reações secundárias (Eq.18, Eq.19, Eq.20 e Eq.21), em que os produtos obtidos destas reações ocupam um volume muito superior ao do aço original (Figura 23b)). A acumulação destes produtos provoca

um aumento das tensões de tração no betão, que potenciam a fendilhação, delaminação e destacamento do betão de recobrimento das armaduras (Figura 23 a)). O volume obtido de óxido através do processo de corrosão é cerca de 8 vezes o volume do metal de origem (35). Outro efeito é a redução da secção transversal do aço, que causa uma redução da resistência, ductilidade e da fadiga. Ocorre também perda de aderência entre a armadura e o betão.

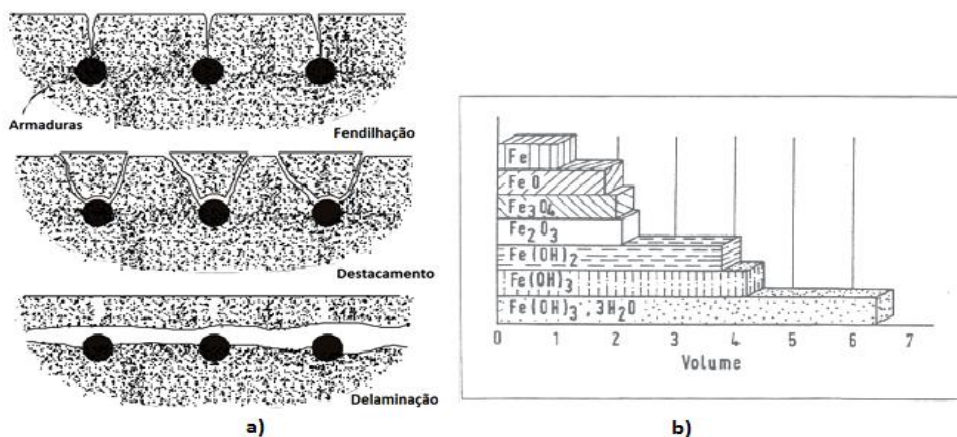
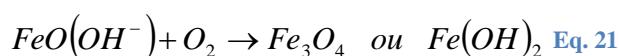
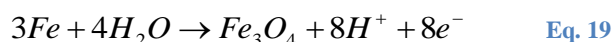
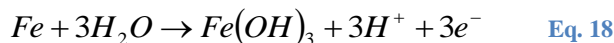


Figura 23 – a) Fendilhação, destacamento e delaminação do betão de recobrimento provocado pela corrosão; b) Volume relativo dos produtos de corrosão (36)

### 2.5.3. Tipos de Corrosão

No betão armado, a corrosão das armaduras pode apresentar-se de diversas formas. Neste trabalho vai ser dada mais importância a corrosão localizada e generalizada, pois referem-se a carbonatação e teor de cloretos.

#### Corrosão Localizada (picaduras)

Neste tipo de corrosão, as picaduras surgem devido a dissolução localizada da película passiva. Normalmente é associada aos cloretos, devido ao ingresso de iões de cloreto no betão, provenientes do ambiente externo, ou foram incorporados ao betão (água de amassadura, cimento, agregados, etc). Neste tipo de corrosão formam-se macro células.

As zonas anódicas onde ocorre as picaduras são de um modo geral pequenas e as zonas catódicas passivadas são enormes, podendo estar próximas ou afastadas dos ânodos.

A corrosão devido aos cloretos (Figura 24) é designada por muito grave, porque ocorre geralmente a elevada velocidade, originado desta forma reduções acentuadas nas secções das armaduras. Este fenómeno ocorre principalmente devido a dois fatores (31):

- A elevada diferença entre as áreas anódicas e catódicas. Essa diferença origina uma corrente no ânodo de elevada densidade, isto porque a corrente em ambas as zonas deve ser igual.
- E aos iões de cloretos que agem como catalisadores<sup>10</sup> na zona anódica. As reacções envolvidas são as seguintes:

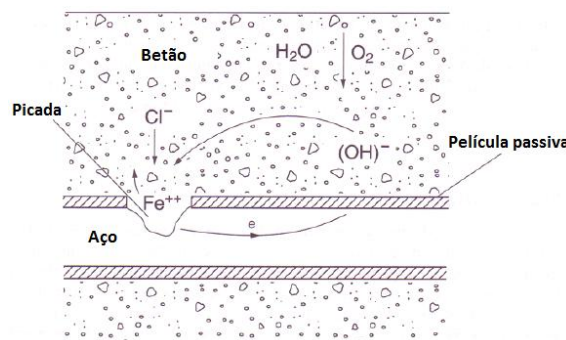
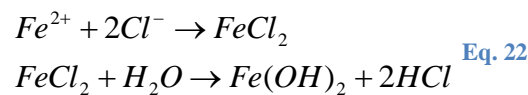


Figura 24 - Representação esquemática da corrosão eletroquímica, na presença dos iões de cloretos (10)

Os aspetos anteriormente descritos causam uma acentuada dissolução do aço. No ânodo ocorre a produção de um ácido, devido a presença dos cloretos que favorecem a hidrólise do ferro na água para formar  $H^+$  e  $Cl^-$  livre. O ácido produzido leva a uma diminuição do pH localmente e os iões de cloreto obtidos vão continuar a intervir no processo de corrosão, o que agrava problema (15).

A velocidade de corrosão devido a ação dos cloretos pode variar entre os 50 a 100  $\mu\text{m}/\text{ano}$ , no caso de betões de boa qualidade, e entre os 100 a 500  $\mu\text{m}/\text{ano}$  em betões de baixa qualidade (37).

A presença de outros iões como sulfato ( $SO_4^{2-}$ ) e sulfureto ( $S^{2-}$ ), acima de um determinado valor crítico também podem causar o mesmo tipo de corrosão. O teor crítico necessário para desencadear a corrosão localizada é abordado no ponto 2.4.3.7 deste trabalho.

<sup>10</sup> Catalisador – é toda e qualquer substância que acelera uma reação sem ser consumido, durante o processo

### Corrosão uniforme/ generalizada

A corrosão uniforme é o resultado de uma perda generalizada da película passiva, resultante do processo de carbonatação do betão, ou da presença excessiva de iões cloreto no betão ou da lixiviação do betão. Neste tipo de corrosão a formação de micro células, onde o ânodo e cátodo apresentam normalmente áreas reduzidas e estão muito próximos uns dos outros. Ao contrário da corrosão localizada, esta ocorre geralmente a baixa velocidade. No caso de o processo de corrosão dar-se pela carbonatação, o parâmetro condicionante para a velocidade de corrosão é a resistividade do betão, pois se o betão permite a penetração do dióxido carbono, também permite a penetração do oxigénio (37).

Em termos de velocidade de corrosão devido a carbonatação esta varia entre 20 a 50  $\mu\text{m}/\text{ano}$ , o que, em comparação com a velocidade de corrosão devido aos cloretos, apresenta uma diferença significativa (37).

### **2.5.4. Fatores que Afetam e Originam a Corrosão das Armaduras**

Existem diversos fatores que afetam e desencadeiam a corrosão nas armaduras. A composição (relação A/C, dosagem e o tipo de cimento), a compacidade, e assim como a espessura do recobrimento do betão, o estado superficial da armadura e a humidade relativa são os fatores que mais afetam este processo (15). Os principais agentes causadores da corrosão das armaduras do betão são: os iões de cloreto e o dióxido de carbono.

É necessário uma determinada humidade no interior do betão para as reações de corrosão se desenvolverem, ou seja, para a mobilidade dos iões (eletrólitos) e para redução do oxigénio (catódico).

Após ocorrer a rotura da película passivante, a evolução do processo de corrosão, nomeadamente a velocidade de corrosão depende geralmente de dois fatores: do acesso do oxigénio ao nível das armaduras (zona catódica) e da resistividade elétrica (resistência elétrica) do betão.

A quantidade de oxigénio que se difunde até as armaduras é influenciada pela qualidade do betão de recobrimento (esta relacionada essencialmente com a razão A/C, pois determina a porosidade da camada), pela espessura de recobrimento e principalmente pelo teor de humidade. O teor de humidade é importante porque como já foi referido anteriormente, a difusão de gases na água, neste caso o oxigénio é muito baixa. O aumento do valor da humidade relativa no interior dos poros origina uma diminuição do coeficiente de difusão do oxigénio, o que é favorável pois dificulta a evolução do processo de corrosão (Figura 25). Isso acontece porque este tem que dissolver previamente na água contida no interior do betão.

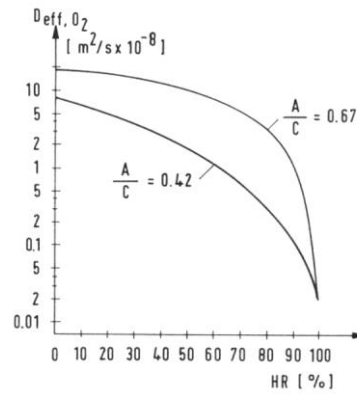


Figura 25 – Influência da humidade no coeficiente de difusão do oxigénio (31)

A Resistividade do betão (resistência elétrica) é influenciada pela razão A/C, pois este controla a porosidade e a permeabilidade do betão e fundamentalmente pelo teor de humidade relativa. Num betão seco a resistência elétrica é tao elevada que é quase impossível que o processo de corrosão evolua, pois o fluxo de iões entre o ânodo e o cátodo dá-se na água contida nos poros e na ausência desta não ocorre movimentações de iões no interior do betão. Isto significa que é necessário uma quantidade mínima de humidade nos poros para que o processo de corrosão se desenvolva.

Portanto, quando maior for a humidade contida nos poros, menor será o valor da resistência elétrica e mais elevada poderá ser a velocidade de corrosão. Este facto é visível na Figura 26.

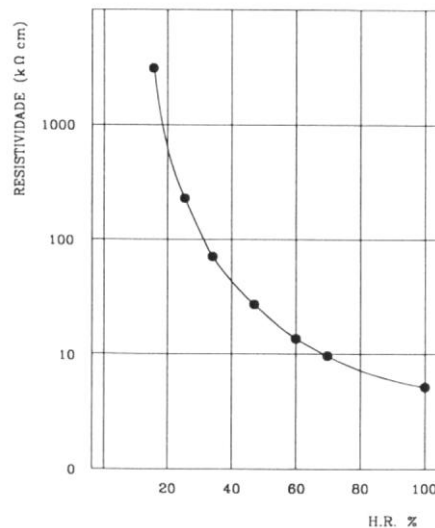


Figura 26 – Influência da humidade na resistividade do betão (A/C=0.4) (31)

Conforme foi referido atrás, a humidade relativa tem um papel importante no processo de corrosão, pois tem uma grande influência na resistividade do betão e na difusão do oxigénio. Deste modo quando ocorrer situações extremas, como é o caso de ambientes

muito secos e ambientes muito húmidos, torna-se praticamente impossível que se dê o processo de corrosão, pois em ambientes muito secos a resistividade do betão é elevada e em ambientes muito húmidos é praticamente improvável a difusão do oxigénio no interior do betão (rede porosa) (31).

O valor de humidade no interior do betão depende das condições ambientais (temperatura e humidade relativa) do meio onde esta inserida, da ocorrência ou não de ciclos de molhagem e secagem, e da qualidade e espessura do betão de recobrimento (importante para garantir a proteção das armaduras). A qualidade do betão de recobrimento vem em função da composição, cura e compactação.

A corrosão das armaduras causa maiores danos, quando as estruturas de betão armado estão sujeitas a períodos alternados de molhagem e secagem (20).

A temperatura ambiental tem um duplo papel no mecanismo de corrosão, pois controla a velocidade das reações químicas e a mobilidade das substâncias envolvidas no processo de corrosão. Segundos ensaios realizados, um aumento da temperatura, de 10°C proporciona um aumento da velocidade de corrosão para o dobro (20).

### **3. Regulamentação Sobre Durabilidade. Atualmente em Vigor e Aquando da Realização dos Projetos dos Túneis**

#### **3.1. Introdução**

Apesar das muitas alterações que os regulamentos e especificações sofreram durante muitos anos e, como já foi referido no capítulo durabilidade, o único critério de desempenho do betão utilizado no passado era a sua resistência à compressão, visto que se tinha em mente que um betão mais resistente era sinónimo de uma vida útil prolongada (38). Devido a este aspeto os fatores ambientais eram relegados para segundo plano o que conduzia a deterioração das estruturas. Assim a classificação da exposição ambiental é de extrema importância para a durabilidade da estrutura. Atualmente os regulamentos já dão mais importância aos aspetos relacionados com a durabilidade do betão. A abordagem clássica utilizada em Portugal e na Europa, consiste em definir-se "classes de exposição ambiental", de acordo com o tipo de ambiente (podendo englobar vários tipos de agentes agressores e o seu grau de agressividade), e desta forma definir requisitos, em termos de durabilidade como são os casos do recobrimento, razão a/c, etc., sendo desta forma uma abordagem fácil, mas simplista e conservadora (13)(38). Contudo é possível fazer uma abordagem em termos de requisitos de desempenho, ou seja, é efetuada uma modulação dos mecanismos de deterioração da própria estrutura tendo em conta a variação dos parâmetros em causa (análise probabilística). Este tipo de abordagem possibilita ao projetista um otimizar do projeto, podendo desta forma reduzir custos, sem pôr em causa a segurança estrutural (19)(38).

#### **3.2. Regulamentos em Vigor Aquando da Realização dos Projetos dos Túneis em Estudo**

Os regulamentos em vigor aquando da realização dos projetos dos túneis (casos de estudo) eram baseados em requisitos, ou seja, de acordo com o grau de agressividade (classe de exposição) eram definidos requisitos de durabilidade como são os casos do recobrimento, razão a/c, etc. No caso do Túnel da Cruz Vermelha estava em vigor o RBLH (Regulamento betões de ligantes hidráulicos, 1989) e no Túnel da Encumeada a NP ENV 206:1993 (Betão – comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade) e a especificação do LNEC E378:1993 (guia para a utilização de ligantes hidráulicos).

No RBLH eram definidos dois tipos de betões, o do tipo B (betão com requisitos de resistência) e do tipo BD (betão com requisitos de durabilidade em ambientes agressivos). Os betões do tipo BD encontravam-se divididos em três classes de acordo com o tipo de agressividade (classe 1, classe 2 e classe 3, a definição de cada uma das classes encontra-se no Anexo B). A partir do tipo de agressividade eram requeridos determinados a

aspectos, ao nível da qualidade do betão, da composição (dosagem, relação A/C, tipo de cimento, etc), etc. O mesmo regulamento definia também o máximo teor de halogenetos, sulfuretos, sulfatos e álcalis presentes no betão, que no caso dos halogenetos (Cl<sup>-</sup>), para um betão armado com cimento portland, o valor máximo era de 1,3% (em massa de ligante). Para outro tipo de betão, cimento e substancia (sulfuretos, álcalis e sulfatos) consultar o Quadro B2 no Anexo B. Através do REBAP (regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado de 1983) eram definidos os recobrimentos mínimos a adotar de acordo com a agressividade do ambiente definido no RBLH (2,0 cm pouco agressivo, 3,0 cm moderadamente agressivo e 4,0 cm muito agressivos).

A introdução da NP ENV 206:1993 (veio substituir o RBLH, 1989) foi um marco importante em termos da durabilidade das estruturas de betão, pois são notórios os avanços ao nível da durabilidade, a uma maior diferenciação entre os vários tipos ambientes que poderão causar deterioração no betão (encontram-se organizados por classes de exposição, como é possível verificar no Quadro B3 no Anexo B) e os requisitos (razão A/C máxima, dosagem mínima de cimento, etc) encontram-se relacionados com o tipo de exposição (para cada tipo de exposição existe determinados requisitos, ver Quadro B4 no Anexo B). Em termos do teor máximo de cloretos no betão, o regulamento apresentava três valores de acordo com o tipo de betão (simples, armado e pré-esforçado). Os valores eram apresentados em percentagem por massa de cimento, e no caso do betão armado, o valor máximo era de 0,4%. Para outro tipo de betão consultar a Quadro B5 no Anexo B.

A especificação do LNEC E378:1993 veio clarificar as classes de exposição expostas na NP ENV 206:1993 (13). As classes de exposição encontravam-se divididas em dois grupos, em primeiro encontravam-se os mecanismos que provocam a corrosão das armaduras e posteriormente fendilhação no betão de recobrimento (ação de carbonatação e cloretos) e por fim os mecanismos que causavam a deterioração do betão (ação do gelo/degelo, sulfatos, etc). As classes de exposição encontram-se nos Quadro B6 a B8 no Anexo B. Na presente norma e de acordo com a classe de exposição eram apresentados requisitos de durabilidade (dosagem mínima de cimento, razão máxima A/C, classe de resistência mínima, etc.), que encontram-se nos Quadro B9 e B10 no Anexo B.

### **3.3.Regulamentos Atualmente em Vigor**

Atualmente em termos de estruturas de betão encontram-se em vigor a NP 206-1:2007 (Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade), a NP 13670:2011 (Execução de estruturas de betão. Parte 1 – Regras gerais”) e a NP EN:1992 (Projeto de estruturas de betão, também denominado por Eurocódigo 2). Interligado à NP 206-1 encontram-se as especificações do LNEC E464:2007 (Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais) e a E465:2007 (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). A NP EN 1992-1-2 (Eurocódigo 2) expõe também na secção 4, requisitos de durabilidade em termos dos recobrimentos das armaduras. Em termos dos componentes, estes poderão influenciar na durabilidade betão e encontram-se regulamentados pelas seguintes normas: agregados (NP EN 12620:2004), água de amassadura (NP EN 1008:2003), cimento (NP EN 197-1:2012), adjuvantes (NP EN 934-2:2009), cinzas volantes (NP EN 450-1:2012), sílica de fumo (NP EN 13263-1:2005+A1:2009) e pigmentos (NP EN 12878).

A NP206-1:2007 resulta da revisão da anterior norma (NP ENV 206:1993), devido aos avanços tecnológicos alcançados nas áreas da produção, das metodologias de ensaio e na durabilidade das estruturas e, que desta forma deram origem a alterações mais significativas nos seguintes aspetos (39):

- Na classificação das ações ambientais e nos requisitos para os betões inseridos em ambientes agressivos;
- No uso de adições em substituição de parte do cimento;
- No controlo da produção, incluindo o controlo da conformidade.

Outro ponto que resulta da revisão da anterior norma (NP ENV 206:1993) é a separação dos aspetos relacionados com a colocação do betão em obra, que se encontra atualmente especificado na NP 13670:2011.

Em termos da classificação das ações ambientais a NP EN 206-1 continua a ter em consideração os dois principais fatores de ataque as estruturas de betão armado ou de pré-esforço (tidos em conta na LNEC E378:1993) (39):

- O ataque sobre o betão (ataque pelo gelo-degelo ou ataque químico);
- O ataque sobre as armaduras ou outros metais embebidos (corrosão induzida por carbonatação ou por iões cloreto)

Em seguida no Quadro 7 apresenta-se as classes de exposição referentes a carbonatação e aos cloretos.

Quadro 7 – Classes de exposição. Adaptado de (40)

Corrosão induzida por carbonatação		
Classe	Ambiente	Exemplos
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeito a longos períodos de contacto com água; Muitas fundações
XC3	Moderadamente húmido	Betão no interior de edifícios com moderada ou elevada humidade do ar; Betão no exterior protegido da chuva
XC4	Ciclicamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas ao contacto com a água, fora do âmbito da classe XC2
Nota: As condições de humidade são as do betão de recobrimento das armaduras ou de outros metais embebidos, mas, em muitos casos as condições deste betão podem considerar-se semelhantes às condições de humidade circunvizinho. Nestes casos, pode ser adequada a classificação do ambiente circunvizinho. Tal pode não ser aplicável, caso exista uma barreira entre o betão e o seu ambiente.		
Corrosão induzida por cloretos da água do mar		
Classe	Ambiente	Exemplos
XS1	Ar transportando sais marinhos mas sem contacto directo com a água do mar	Estruturas na zona costeira ou na sua proximidade
XS2	Submersão permanente	Partes de estruturas marítimas
XS3	Zonas de marés, de rebentação ou de salpicos	Partes de estruturas marítimas
Corrosão induzida por cloretos não proveniente da água do mar		
Classe	Ambiente	Exemplos
XD1	Moderadamente húmido	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas; Betão exposto a águas industriais contendo cloretos
XD3	Ciclicamente húmido e seco	Partes de pontes expostas a salpicos de água contendo cloretos; Pavimentos; Lajes de parques de estacionamento de automóveis

Em termos dos requisitos de durabilidade de acordo com a classe de exposição, a NP EN 206-1 remete o assunto para a especificação E 464, exceto no que respeita à classe de exposição X0. Algumas dessas imposições estão expressas na Tabela 10, que encontra-se no Anexo A, para uma vida útil de 50 anos e, nos casos concretos da ação de cloretos e carbonatação.

Na presente norma (NP EN 206-1) encontra-se expresso o teor máximo de cloretos (expresso em percentagem de Cl<sup>-</sup> por massa de cimento) permitido no betão, de acordo com a classe de exposição e tipo de betão, como é evidenciado no Quadro 8.

Quadro 8 – Classes de teor de cloretos de acordo com tipo de utilização e exposição ambiental. Adaptado de (40)

Classes de teor de cloretos do betão		
Utilização do betão	Classe de exposição ambiental	
	XC, XF, XA	XS, XD
Betão sem armaduras de aço ou outros metais embebidos, com excepção de dispositivos de elevação resistentes à corrosão	Cl 1,0 (1,0% Cl <sup>-</sup> )	Cl 1,0 (1,0% Cl <sup>-</sup> )
Betão com armaduras de aço ou outros metais embebidos	Cl 0,40 <sup>1)</sup> (0,4% Cl <sup>-</sup> )	Cl 0,20 <sup>1)</sup> (0,2% Cl <sup>-</sup> )
Betão com armaduras pré-esforçadas	Cl 0,20 <sup>1)</sup> (0,2% Cl <sup>-</sup> )	Cl 0,10 <sup>1)</sup> (0,1% Cl <sup>-</sup> )
<sup>1)</sup> Estas classes podem deixar de se aplicar se foram tomadas medidas especiais de protecção contra a corrosão, como protecção do betão, ou recobrimentos, devidamente justificados, ou utilização de aço inox.		

A especificação do LNEC E 465 é uma alternativa a abordagem prescritiva, pois são estimadas as propriedades de desempenho do betão (coeficiente de resistência à carbonatação,  $R_{C65}$ , o coeficiente de permeabilidade ao ar,  $k$  e o coeficiente de difusão dos cloretos,  $D$ ) de modo a satisfazer a vida útil de projeto sob as exposições ambientais XC e XS. A especificação utiliza uma abordagem semi-probabilística, pois como sucede no dimensionamento de um projeto estrutural, onde as ações são majoradas e as características dos materiais são minoradas, a especificação utiliza um fator de segurança de vida útil ( $\gamma$ ) para estimar as propriedades desempenho. O fator está relacionado com as “Classes de Consequência”<sup>11</sup> (CC3, CC2 e CC1) expostas na EN 1990 (anexo B da norma), que por sua vez encontra-se ligado as “Classes de Fiabilidade” (RC3, RC2 e RC1). A metodologia seguida nesta especificação pretende garantir para o estado limite utilização<sup>12</sup> (adotado nesta especificação) e para a vida útil pretendida ( $t_g$ ), que a vida útil ( $t_L$ ) determinada de acordo com o modelo de desempenho, seja superior a vida útil pretendida ( $t_g$ ), ou seja, que se verifique a condição  $t_L - t_g > 0$ .

É devido a condição anterior que o fator de segurança é utilizado, pois permite calcular de forma determinística as propriedades desempenho para o valor da “vida útil de cálculo”,  $t_d = \gamma t_g$ , e assim garantir que a condição anterior seja satisfeita (através da abordagem probabilística exposta no anexo B da referida norma).

A especificação utiliza o modelo de deterioração exposto no ponto 2.2.4 (modelo exposto por Tutti em 1982, que divide a vida útil em dois períodos, o período de iniciação e o período de propagação) para demonstrar a evolução da deterioração do betão armado ou pré-esforçado por corrosão do aço, apresentando modelos para o cálculo desses mesmos períodos, que se encontram expostos no Anexo A. A especificação opta por estimar períodos mínimos para o período de propagação e caracterizar o betão através das propriedades ligadas ao período de iniciação.

---

<sup>11</sup> CC3 – Elevadas consequência económica, sociais e ambientais ou para a vida humana, v.g., aplicável a edifícios altos, pontes principais, hospitais, teatros; CC2 – Médias consequências, aplicável, v.g., a edifícios de habitação, industriais e de escritórios; CC1 – Pequenas consequências, aplicável, v.g., armazéns ou construções pouco frequentadas.

<sup>12</sup> É definido como o início da fendilhação do betão de recobrimento devido a corrosão das armaduras.



## 4. Ensaio Experimentais

### 4.1. Casos de Estudo

Para a realização desta tese de mestrado, que tem como objetivo caracterizar o betão recolhido ao longo de um túnel da RAM (Região Autónoma da Madeira), foram escolhidos dois túneis rodoviários, o Túnel da Encumeada (pertencente a via expresso que liga a Ribeira Brava a São Vicente) e Túnel da Cruz Vermelha (localizado no concelho do Funchal). Os túneis são considerados obras de artes não correntes, complexas, pois dependem muito das características geotécnicas do terreno. Os túneis atualmente construídos na RAM apresentam dois tipos de revestimentos, o revestimento primário (betão projetado, pregagens e malhasol em determinadas situações e cambotas metálicas) e revestimento definitivo (betão simples e/ou betão armado). Antes da aplicação do revestimento definitivo é feita uma impermeabilização (geomembranas de PVC) total do túnel. Na Figura 27 encontram-se expostos os vários tipos de revestimentos.

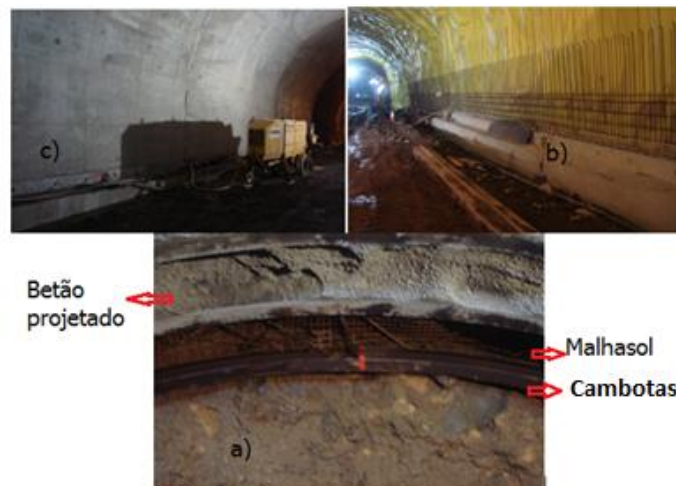


Figura 27 – Vários tipos de revestimentos, a) revestimento primário, b) impermeabilização e c) revestimento definitivo

O túnel pode ser dividido de forma simplificada em duas partes abóboda e os hasteais, como demonstra a Figura 28.

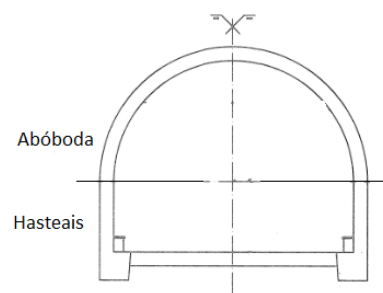


Figura 28 – Constituintes de um túnel de maneira simplificada

De forma a poder caracterizar o betão dos túneis foram realizados diversos ensaios (carbonatação, determinação perfil de cloretos, difração de raio X, análise macroestrutural e de termogravimétrica).

## 4.2. Descrição dos ensaios

### 4.2.1. Difração Raios X

A técnica de difração de raio X é um instrumento importante para a investigação das matérias cristalinas, pois permite análise de fases (identificação e determinação quantitativa das fases constituintes do material, avaliação do grau de cristalinidade, etc.), análise de texturas (análise quantitativa e qualitativa da distribuição das orientações dentro de uma fase) e análise de tensões internas em metais (41). Os raios X são produzidos em tubos, num processo realizado em vácuo, onde um alvo metálico (anticátodo) é atingido por um feixe de elétrons de elevada energia cinética proveniente do cátodo (normalmente de cobre). Os átomos numa amostra cristalina dispõem-se normalmente em planos, em que a distância que os separa é da mesma ordem de grandeza dos comprimentos de onda da radiação X (41). Uma amostra cristalina funciona com uma rede difração dos raios X (interferência construtiva, Figura 29), no caso de satisfazer determinadas condições expressas pela Lei de Bragg (41). Esta lei relaciona o caminho percorrido pelos raios X com o comprimento de onda da radiação incidente, e encontra-se expressa da seguinte forma:

$$n\lambda = 2d \sin \theta \text{ Eq. 23}$$

em que,

- n – número inteiro (ordem de reflexão );
- $\lambda$  – comprimento de onda dos raios X incidentes;
- d – distância entre os planos;
- $\theta$  – ângulo formado pela direção do feixe incidente e os planos.

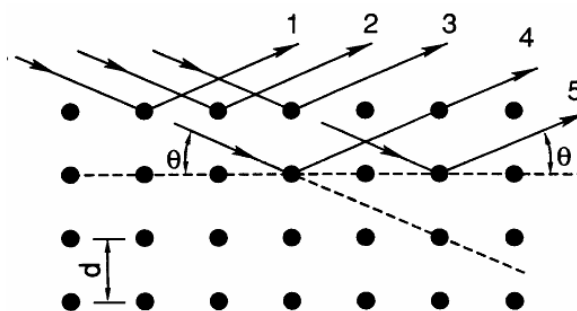


Figura 29 – Difração de raio X (42)

Existem três métodos de análise de difração, o método de Laue, o método do cristal girante e o método dos pó (usado neste trabalho). Segundo este método a amostra é moída e colocado num porta amostras, onde se faz incidir uma radiação monocromática. A amostra roda de um ângulo  $\Theta$  e o detetor roda juntamente de um ângulo  $2\Theta$ .

A análise de difração de raio X é uma técnica vantajosa pois, é não destrutiva, requer pequenas quantidades de amostra, permite a determinação direta das espécies cristalinas presentes nas amostras e possibilita a distinção de diferentes variedades alotrópicas ou polimórficas (41).

#### 4.2.1.1. Metodologia

Foram caracterizadas por raio X (XRD), as carotes de ambos os túneis, o cubo padrão, os constituintes (areia marinha, sarrisca e o cimento) usados no fabrico do cubo padrão e cimento curado (hidratado). No caso das carotes recorreu-se as amostras de pó que foram obtidas para análise de cloretos, pois o pó já apresentava uma granulometria suficientemente reduzida, com exceção a determinadas zonas das carotes que foram analisados por secções. Foram realizados dois ensaios para cada carote a diferentes profundidades.

Em termos do cubo padrão, após a cura, foi obtida uma secção com recurso a um martelo e escopro e posteriormente britado num moinho de maxilas (Retsch-BB100), de forma a obter pequenas frações para serem moídos num moinho de bolas (Retsch-PM100). Os fragmentos antes de serem moídos passam por um período de secagem, numa estufa (temperatura de 110 °C) até massa constante. Em seguida foram moídos<sup>13</sup> num moinho de bolas (fragmentos foram colocados num almofariz<sup>14</sup> juntamente com doze bolas<sup>15</sup>) até obter-se um pó fino. O cimento cru (por hidratar) foi analisado diretamente pois já apresentava uma granulometria suficientemente reduzida.

As zonas que foram analisadas por secções, os constituintes (sarrisca e areia) e o cimento curado (hidratado), passaram por um período de secagem numa estufa (temperatura de 110 °C) até massa constante. Em seguida foram moídos num moinho de bolas, utilizando o mesmo programa que no cubo padrão (fragmentos foram colocados num almofariz juntamente com doze bolas) até obter-se um pó fino.

Os registos difractométricos foram efetuados utilizando a radiação  $K\alpha$  do cobre produzida por uma unidade de difração de raios X Bruker D8 Advance com detetor LynxEye nas seguintes condições de ensaio: varrimento entre 5 e 100 °  $2\theta$ , incrementos de 0.01 °  $2\theta$ , tensão e corrente do filamento, respetivamente de 30 kV e 40 mA. A identificação dos minerais constituintes das amostras foi realizada por comparação com a base de dados PDF2 da ICDD<sup>16</sup> e a quantificação das fases cristalinas foi efetuada com o método de Rietveld, computacionalmente recorrendo ao software TOPAS® da Bruker. O software realiza um ajuste entre o difratograma calculado (próprio programa) e o real, minimizando o resíduo através do método dos mínimos quadrados. É possível verificar um difratograma gerado na Figura 30.

<sup>13</sup> Programa 1 que corresponde as seguintes características: 500 rpm, 6 minutos de moagem, com alternância do sentido de rotação em intervalos de 1 minuto.

<sup>14</sup> O almofariz tem um volume de 250 ml e é feito de carboneto de tungstênio.

<sup>15</sup> As bolas têm um diâmetro de 15 mm e são feitas de carboneto tungstênio.

<sup>16</sup> The International Centre for Diffraction Data

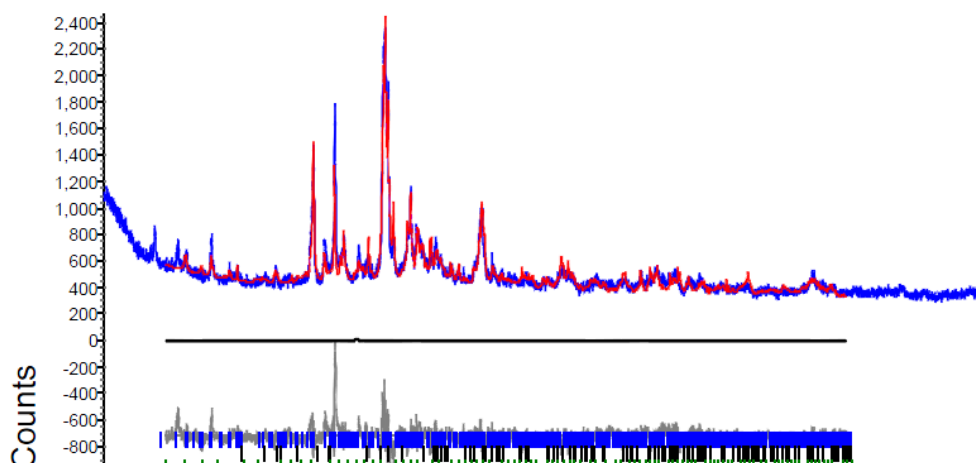


Figura 30 – Difratograma obtido no software TOPAS®. A vermelho o difratograma calculado, azul o difratograma real e a cinzento o resíduo.

Após o difratograma gerado é possível fazer alguns ajustes, como por exemplo, a orientação preferencial dos cristais. Importa referir que demasiados ajustes pode desvirtualizar os resultados obtidos.

#### 4.2.2. Análise Termogravimétrica (TG)

Este tipo de análise consiste na determinação das variações de massa (perda ou ganho) de uma determinada amostra, quando submetida a alterações contínuas e uniformes de temperatura. Na maioria dos estudos de termogravimetria é usado um modo dinâmico<sup>17</sup> (41).

A curva resultante da variação de massa da amostra em função da temperatura dá-nos informação sobre a estabilidade térmica e da composição do material em estudo, da estabilidade térmica e da composição de qualquer composto intermédio, e da composição do resíduo se existir (41).

Na análise termogravimétrica, a massa da amostra ( $m$ ), é continuamente registrada em função da temperatura,  $T$ , ou tempo  $t$ ,

$$m = f(T \text{ ou } t) \text{ Eq. 24}$$

Os desníveis que surgem no eixo das ordenadas indicam variações de massa que aconteceram na amostra, e assim é possível obter dados quantitativos. Se aplicarmos a primeira derivada a curva obtida no TG, obtemos a termogravimetria diferencial (DTG). A derivada da variação de massa pode ser relação em relação ao tempo ( $dm/dt$ ) ou a temperatura ( $dm/dT$ ), e ambas são registadas em função da temperatura ou tempo.

<sup>17</sup> A massa da amostra é aquecida de forma crescente, de preferência, com velocidade linear

$$\frac{dm}{dt} = f(T \text{ ou } t) \text{ Eq. 25}$$

$$\frac{dm}{dT} = f(T \text{ ou } t) \text{ Eq. 26}$$

Após aplicação da derivada na curva TG, os desníveis nas abcissas são substituídos por picos, em que as áreas são proporcionais às alterações de massa sofridas pela amostra (41). Nas situações onde a curva de TG apresenta um patamar horizontal, a  $dm/dt$  é igual a zero, logo obtém-se igualmente um patamar horizontal na curva DTG. O valor máximo do pico é obtido quando surge um ponto de inflexão na curva de TG (41). Na Figura 31 é apresentado uma curva TG e a sua derivada DTG.

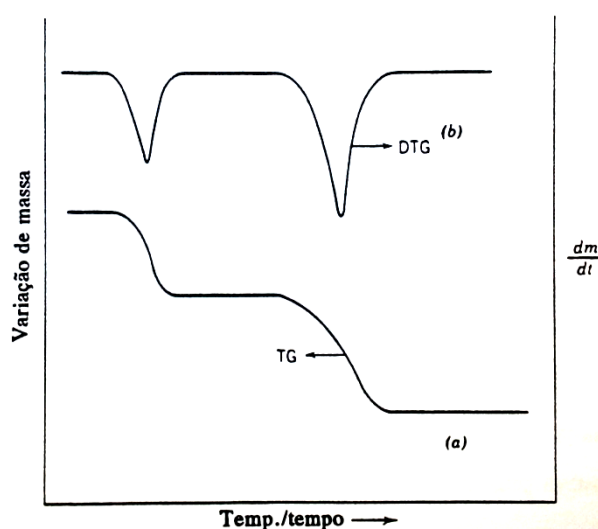


Figura 31 – Comparação entre as curvas de perda de massa a) integral (TG) e b) derivada (DTG) (41)

#### 4.2.2.1. Metodologia

Foram caracterizadas por análise termogravimétrica (TG), as seguintes amostras: sarrisca, areia, o cimento curado e a secção do cubo padrão. O pó utilizado foi obtido da mesma maneira que o da técnica de difração de raio X.

Os registos térmicos foram obtidos num sistema de análise térmica STA 409PC da Netzsch, sob atmosfera de azoto, com velocidade de aquecimento 10 °C/min, desde a temperatura ambiente até aos 1000 °C.

### 4.2.3. Perfil de Cloretos

Uma das finalidades do perfil de cloretos é o de avaliar a vulnerabilidade das armaduras (passivas ou ativas) em termos de corrosão. A avaliação é feita de acordo com o teor de cloretos expresso na norma NP EN 206-1.

#### 4.2.3.1. Metodologia

Os perfis de cloretos foram obtidos através da recolha de amostras de pó das carotes retiradas dos túneis (Figura 32). As amostras de pó foram obtidas com o recurso a um berbequim. De forma a garantir a fiabilidade dos resultados obtidos, foram realizados três furos em diferentes zonas da carote. A realização de três furos prende-se com o facto de o betão ser um material heterogéneo.



Figura 32 – Obtenção de pó para posterior análise em laboratório

A que realçar que a camada superficial (0,5 cm) foi descartada. Em termos de profundidade, foi determinado a obtenção de pó em intervalos de 1 cm a partir da camada de superficial descartada. De modo a garantir os intervalos estipulados foi usado um limitador de profundidade encaixado no berbequim. Entre profundidades foi sempre realizado uma limpeza dos furos como do próprio berbequim, de modo a não haver contaminação entre profundidades. Em média em cada profundidade eram obtidos entre 8,5 a 9 g de pó.

As profundidades obtidas nas carotes não foram iguais, ou seja, o valor atingido em profundidade foi diferente. O valor é diferente devido ao tamanho das carotes não ser igual e fundamentalmente porque no ato de obtenção do pó, algumas carotes começaram se a fragmentar (devido a realização de três furos e dos agregados, pois possuem maior resistência e causavam vibração no processo de obtenção). No Túnel da Cruz Vermelha algumas das carotes obtidas apresentavam tamanho reduzido e fragmentaram-se no início da perfuração, e foram analisadas por secções (carotes nº 7 e 9). Nestes casos o pó foi obtido da mesma forma que no cubo padrão.

Em laboratório o perfil de cloretos foi determinado utilizando o método descrito na EN 14629:2007 (Determinação dos cloretos no betão endurecido). Em cada profundidade é determinada o teor total de cloretos. Foram preparadas duas soluções (“branco” e a solução que contem a massa de betão). A solução que contem o betão, foi preparada com aproximadamente 5 g de pó, que posteriormente foi atacado com ácido nítrico (5 mol/l) de modo a solubilizar os cloretos do betão. Em seguida passa por um processo de filtração. É de referir que a solução “branco” passa por todas as fases descritas anteriormente.

Após o processo de digestão passou-se a fase de titulação, onde foram adicionadas a solução 10 ml de nitrato de prata ( $\text{AgNO}_3$ , concentração, 0.02 mol/l), 3,5,5-trimethylhexanol<sup>18</sup> e um indicador<sup>19</sup> (sulfato férrico de amónio). O excesso de prata (que não reagiu com os iões de cloreto) é titulado com o tiocianato amónio, até que ocorra a mudança de cor (indicador) na solução que indica que toda a prata já reagiu. A solução “branco” passa por todas as fases descritas anteriormente. O volume de tiocianato de amónio adicionado a solução “branco” e a que contem a massa de betão permite determinar o teor de cloretos. Importa referir que nas amostrar do Túnel da Cruz Vermelha, mais precisamente na carotes, T.C.V.1 (profundidade 2,5 a 3,5 cm) e T.C.V. 2 (profundidade 2,5 a 3,5 cm) foi necessário adicionar 20 ml de nitrato de prata, pois com 10 ml, ao titular as soluções ocorria de imediato a mudança de cor que indicava o fim da reação.

A fórmula de cálculo para a determinação da percentagem de iões cloretos contida na massa da amostra (CC) é a seguinte:

$$CC = 3,45 \times \frac{C_{\text{AgNO}_3} \times (V_{\text{NH}_4\text{SCN}}^{\text{branco}} - V_{\text{NH}_4\text{SCN}}^{\text{betão}})}{m_{\text{betão}}} \quad \text{Eq. 27}$$

Devido a alteração da concentração do tiocianato de amónio ( $\text{NH}_4\text{SCN}$ ), que segundo a norma é de 0.1 mol/l, e que na realização deste trabalho foi usada uma concentração de 0.05 mol/l de tiocianato de amónio na fase de titulação, a equação 27 sofre a seguinte alteração:

$$CC = \left[ 3,45 \times \frac{C_{\text{AgNO}_3} \times (V_{\text{NH}_4\text{SCN}}^{\text{branco}} - V_{\text{NH}_4\text{SCN}}^{\text{betão}})}{m_{\text{betão}}} \right] \times 2,5 \quad \text{Eq. 28}$$

<sup>18</sup> É adicionado a solução com a finalidade de aglomerar o produto resultante da reação entre os cloretos e a prata.

<sup>19</sup> Indicadores são substâncias que são adicionados as soluções e que permitem visualizar o andamento e a finalização das reações, através de uma mudança de cor, que neste caso, quando todos os cloretos presentes tiverem reagido com prata.

em que,

$C_{AgNO_3}$  : Concentração do nitrato de prata (mol/l);

$V_{NH_4SCN}^{branco}$  : Volume de tiocianato de amónio usado na titulação da solução “branco” (ml);

$V_{NH_4SCN}^{betão}$  : Volume de tiocianato de amónio usado na titulação da solução que contem massa de betão (ml);

$m_{betão}$  : quantidade de massa de betão da amostra (g);

O resultado obtido na equação 28 corresponde ao teor de cloretos por massa de betão e para comparar com o valor da norma NP EN 206 é necessário converter o resultado em teor de cloretos por massa de cimento. Desta forma o resultado obtido na equação 28 sofre a seguinte alteração:

$$CC_{\text{massa de cimento}} = \frac{CC}{14} \times 100 \text{ Eq. 29}$$

A seguinte alteração tem em conta que em 100g de massa de betão existe 14g de cimento e que os cloretos provêm exclusivamente do cimento.

#### 4.2.4. Medição da Carbonatação

O método mais comum para determinar a profundidade de carbonatação é através de aspersão de fenolftaleína. Existem outras técnicas que permitem determinar a profundidade de carbonatação como, a difração de raio-X (XDR), análise termogravimetria (TGA) e espectroscopia por infravermelho.

Dos métodos apontados anteriormente o mais usado para determinar a profundidade de carbonatação é a fenolftaleína (Figura 33), isto porque é um ensaio prático, fácil e de baixo custo e, fundamentalmente pelo seu ponto de viragem de coloração coincidir com os valores estabelecidos de pH para os quais se considera que a carbonatação ocorre. O pH indica a acidez, neutralidade ou alcalinidade de uma solução. O betão inicialmente apresenta um pH entre os 12,6 a 13,5. No caso de a fenolftaleína apresentar uma cor lilás, isso significa que o pH é superior a 9,5 (ponto de viragem da fenolftaleína). A medida que a carbonatação avança o pH diminui e para valores inferiores a 9, a fenolftaleína passa de uma cor lilás para incolor o que significa que o betão encontra-se carbonatado. A cor lilás indica elevada presença de hidróxidos de cálcio livres na solução dos poros, mas não a ausência de carbonatação. Esta técnica indica-nos o pH, mas não consegue distinguir entre uma diminuição de pH devido a carbonatação ou a outros gases ácidos (10).



Figura 33 – Carote após aspersão de fenolftaleína

Em Portugal recorre-se a especificação E391 do LNEC para determinar a profundidade de carbonatação (método usado nos casos de estudo). A especificação é baseada na recomendação da RILEM CPC – 182. Segundo a especificação, após a extração deve-se pulverizar a carote com uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,1%. Em seguida efetua-se a medição da profundidade de carbonatação com recurso a uma régua. A medição deve seguir as seguintes regras: no caso da frente de carbonatação se desenvolver paralelamente a superfície da amostra, o resultado é obtido desde a superfície até a linha da frente de carbonatação ( $D_k$ ) (Figura 34 a); se a frente de carbonatação não se desenvolver paralelamente a frente de carbonatação ou apresentar zonas de irregularidade, deve ser obtido um valor medio,  $D_k$ , e um valor máximo,  $D_{k\ max}$ . (Figura 34 b e c)

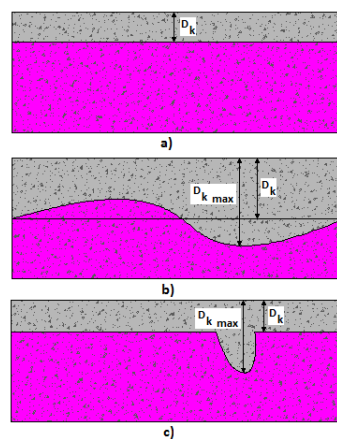


Figura 34 – Tipos de apresentação da frente carbonatação(43)

Alternativamente, a profundidade de carbonatação pode ser determinada por difracção de raios X. O recurso a difracção de raio-X permite identificar os compostos cristalinos presentes numa amostra, isto porque, os cristais apresentam um padrão único de picos difratados. Deste modo pode-se identificar a presença de cristais de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) e carbonatos de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) na forma de calcite. Na Figura 35 é apresentado um difratograma de uma amostra carbonatada (preto) e de outra não carbonatada (azul), onde é notória a presença de calcite na amostra carbonatada e a inexistência de calcite na amostra não carbonatada.

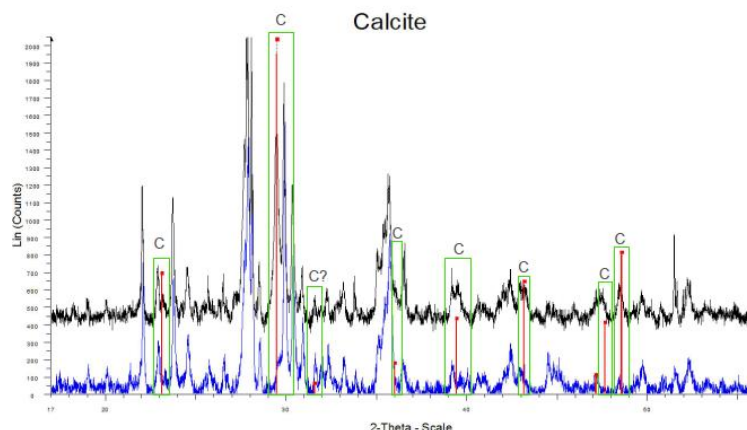


Figura 35 – Difratoograma de duas amostras de betão, uma carbonatada e outra não carbonatada, onde é identificada a presença da calcite, que é um sinal do fenómeno de carbonatação

### 4.2.5. Análise Macroestrutural das Carotes

Para uma análise visual procedeu-se ao corte em fatias das carotes extraídas das estruturas em estudo. Para tal recorreu-se a uma máquina de corte de betão com uma lâmina adiamantada na ponta. Realizou-se uma análise macroestrutural tendo em conta a especificação do LNEC E388:1993.

## 4.3. Localização e Descrição das Estruturas

### 4.3.1. Túnel da Encumeada

O Túnel da Encumeada pertence a via expresso N°4 (lanço 9 – entre a Serra de Água e o Rosário) e tem uma extensão de 3 086 m. Esta é uma importante via, pois faz a ligação entre a costa sul e a costa norte da ilha Madeira (Figura 36).



Figura 36 – Localização do Túnel da Encumeada [Google Maps]

A construção do túnel teve início no ano de 1997, sendo concluído 5 anos depois, em 2002. O túnel tem sistemas de ventilação e detecção de opacidade e dióxido de carbono. Estes sistemas são importantes para a diminuição do teor de CO<sub>2</sub> no interior do túnel. Os hasteais estão pintados até uma determinada altura (≈2,15 m).

De acordo com a informação fornecida foi utilizado um betão B25 (corresponde atualmente a um C20/25) e aço A400 NR na construção do túnel. A espessura da abóboda e dos hasteais poderá variar entre os 30 e os 50 cm, pois depende das características geotécnicas encontradas no terreno. Em termos de recobrimento foi definido um mínimo de 4 cm. Na altura em que foram obtidas as carotes, só foi detetada armaduras no local (km 1+800) nomeadamente nas carotes nº 8, 9 e 10. Nessas carotes o recobrimento apresentava valores de ≈ 3cm (carote nº10) e de ≈5,2 cm (carotes nº 8 e 9). Especificamente neste local, o betão superficial apresentava mau aspeto, como é possível verificar na Figura 37. Nas restantes carotes como não foram detetadas zonas com armadura, e a informação fornecida foi escassa, admite-se que nas restantes carotes as armaduras tenham um recobrimento mínimo de 4 cm.

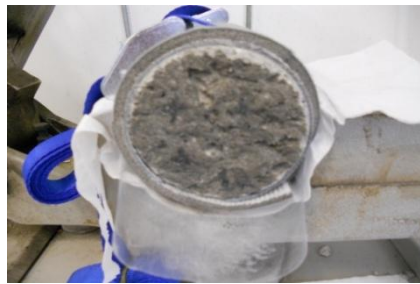


Figura 37 – Visualização da camada superficial da carote nº10

O túnel apresenta fendilhação no betão de revestimento, infiltração de água nas juntas construtivas e fendas e eflorescências nas zonas de infiltração. Algumas das anomalias são visíveis na Figura 38.



Figura 38 – A) - Infiltração de água nas juntas construtivas e fendas com eflorescências (local ≈ km 1+ 800), B) – Um dos locais onde esta a ser controlado a evolução da fendilhação (local ≈ km 1+ 300)

### 4.3.1.1. Determinação das Classes de Exposição

A determinação das classes de exposição foi realizada de acordo com a especificação do LNEC E464. Na realização deste trabalho foi definido a classe de exposição XC4 para as zonas de emboquilhamento (carotes nº 1, 2, 18 e 19) e a classe XC3 para as restantes zonas em estudo (carotes nº 3 a 17). Optou-se por não classificar a estrutura em termos de cloretos transportados pelo vento (XD1), pois encontra-se a uma distância considerável da costa. Deste modo os cloretos que se encontram no betão provêm dos elementos constituintes do betão (cimento, água, agregados, etc)

### 4.3.1.2. Descrição dos Locais de Recolha de Carotes

A recolha de carotes ficou condicionada as zonas de emergência (resguardos) e nos emboquilhamentos devido a não causar transtornos no trânsito (Figura 39 e 40). À data da recolha das carotes, a estrutura tinha 9 anos de vida. No total foram obtidas 19 carotes (duplicados), em locais onde havia fendilhação, de modo a demonstrar a evolução do efeito de carbonatação no interior das fendas, e as restantes acima pintura dos hasteais, exceto as dos emboquilhamento que tiveram de ser obtidas na zona pintada (devido a dificuldade de colocação do equipamento para obtenção acima da pintura sem causar transtornos no trânsito). No Quadro 9 descreve-se os locais da obtenção das carotes.

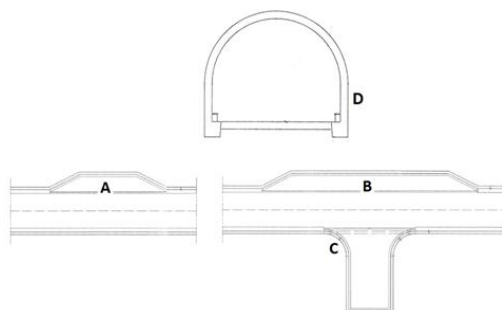


Figura 39 – Zonas onde foram retiradas carotes

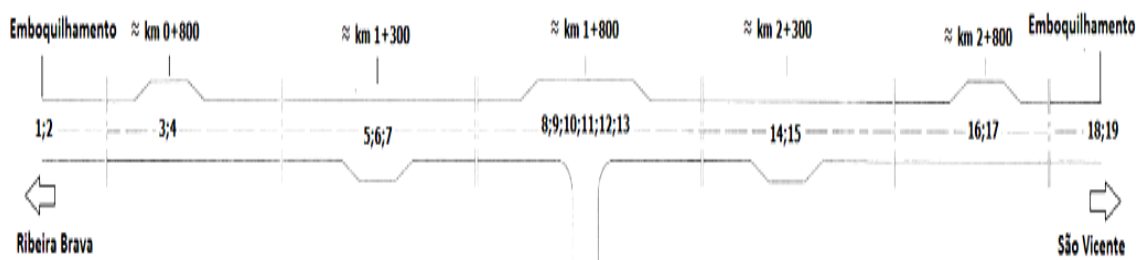


Figura 40 – Localização em planta das carotes obtidas (Túnel da Encumeada)

Quadro 9 – Descrição dos locais onde foram obtidas as carotes

Nº da carote	Zona	Descrição local
1 e 2	D	A carote foi obtida numa zona pintada
3 e 4	A	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais)
5 e 6	A	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais)
7	A	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais) e sobre uma fissura
8, 9 e 10	C	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais)
11	B	A carote foi obtida aproximadamente 110cm acima da pintura (hasteais)
12	B	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais) sobre uma fissura
13	B	A carote foi obtida aproximadamente 60cm acima do lancil (zona pintada) sobre uma fissura
14 e 15	A	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais)
16 e 17	A	A carote foi obtida aproximadamente 20cm acima da pintura (hasteais)
18 e 19	D	A carote foi obtida numa zona pintada

### 4.3.2. Túnel da Cruz Vermelha

O Túnel da Cruz Vermelha encontra-se localizado no concelho do Funchal, freguesia de São Pedro. O túnel tem uma extensão aproximada de 436m. O túnel pertence ao principal eixo de circulação entre o Este e Oeste da cidade do Funchal (Figura 45). Tem início na zona de São João e termina próximo ao largo da Cruz Vermelha.



Figura 41 – Localização do Túnel da Cruz Vermelha [Google Maps]

O túnel foi inaugurado no ano de 1992. Ao contrário do Túnel da Encumeada, este não apresenta sistemas de ventilação e sistemas de deteção de opacidade e dióxido de

carbono<sup>20</sup>. De acordo com informação fornecida foi utilizado um betão B30 que corresponde atualmente a um betão C25/30. Não foi possível obter informações sobre a espessura de recobrimento das armaduras. No entanto no processo de recolha de carotes foram detetada armaduras, mais concretamente nas carotes nº 4, 5, 6, 7 e 8. Os recobrimentos determinados são: carote nº 4 é de aproximadamente 10cm (armadura interior, encontra-se próxima da face do terreno escavação); carotes nº 5, 6 e 7 apresentam espessuras aproximadamente de 5 cm; carote nº8 é de 13,5 cm (armadura interior, encontra-se próxima da face do terreno de escavação). Assumiu-se o valor de 5 cm de recobrimento para todas carotes, por ser o mais gravoso (menor valor de recobrimento).

O túnel apresenta características diferentes do anterior (Túnel da Encumeada), pois o tramo inicial (São João) é construído a céu aberto (Figura 42). O túnel apresenta dois tipos de secções transversais com diferentes fases de acabamento final (Figura 43).



Figura 42 – Visualização do tramo construído a céu aberto [Google Maps]

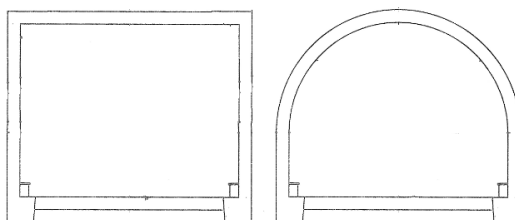


Figura 43 – Secções transversais ilustrativas do túnel

Na maior parte do túnel os revestimentos finais são em betão armado, com exceção da parte final do tramo do lado da Cruz Vermelha, em que os hasteados são revestidos em betão armado e a abóboda com um revestimento primário (cambotas, possivelmente malhasol e betão projetado). No tramo final do lado da Cruz Vermelha os hasteados apresentam-se pintados.

O túnel foi alvo de melhoramentos, pois apresentava fissuração no revestimento, diversas zonas com infiltrações de águas de forma ininterrupta e considerável nas fissuras (abóboda e hasteados), eflorescências, zonas pontuais com desenvolvimento de vegetação,

<sup>20</sup> Só recentemente aquando da realização de obras de melhoramento é que foi instalado sistemas de ventilação e deteção de opacidade e CO<sub>2</sub> (ano de 2011).

e porque ficava inoperacional frequentemente por alagação, quando chovia muito. Na Figura 44 é possível verificar algumas das anomalias.

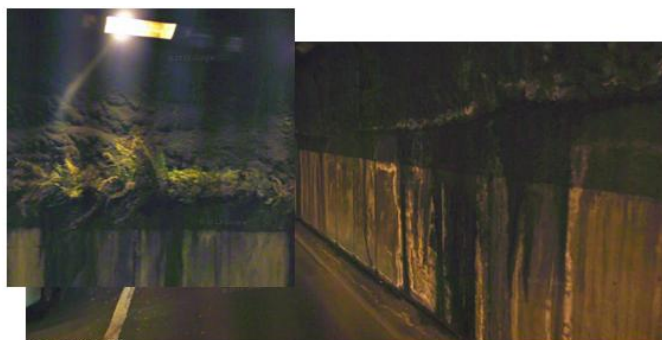


Figura 44 – Anomalias registadas no Túnel Cruz Vermelha

Resumidamente, as obras de melhoramento do túnel contemplaram tratamento às fissuras (abóboda hasteais), colocação de placas pozolânicas nos hasteais, sistema de ventilação e deteção de opacidade e CO<sub>2</sub>, renovação do sistema de iluminação (colocação de leds) e redimensionamento da rede de águas pluviais e a colocação de uma terceira bomba (aumentado o sistema de bombagem do túnel).

#### 4.3.2.1. Determinação das Classes de Exposição

A determinação das classes de exposição foi de acordo com a especificação do LNEC E464. Na realização deste trabalho foi definido a classe de exposição XC4 para as zonas próximas dos emboquilhamentos (carotes nº 5, 6, 7, 8 e 9) e a classe XC3 para as restantes zonas em estudo (carotes nº 1, 2, 3 e 4). Optou-se por não classificar a estrutura em termos de cloretos transportados pelo vento (XD1). Apesar de encontrar-se a uma curta distância da costa, existem barreiras que possivelmente evitam a deposição de cloretos na superfície do betão, e também porque as carotes foram obtidas no interior túnel. Deste modo os cloretos que se encontram no betão provêm dos elementos constituintes do betão (cimento, água, agregados, etc.).

#### 4.3.2.2. Descrição dos Locais de Recolha de Carotes

Neste túnel foi definido a recolha de carotes em três zonas, uma próxima da boca de São João, outra a aproximadamente 140 m do lado de São João, e por fim próximo da boca da Cruz Vermelha, como é possível ver na Figura 45. À data da recolha das carotes, a estrutura tinha 19 anos de vida. Na altura da recolha das carotes estava a decorrer obras de melhoramento e com o auxílio de um meio pesado foi possível retirar carotes em diferentes alturas, na zona aproximadamente a 140 m do lado de São João. No lado de São João foram obtidas carotes próximo do topo e no outro lado foram obtidas um pouco

acima do lancil. Importa referir que as carotes nº8 e nº9 foram obtidas numa zona pintada (tinta encontrava-se degradada devido as infiltrações de águas), e sobre uma fenda no caso da carote nº9.

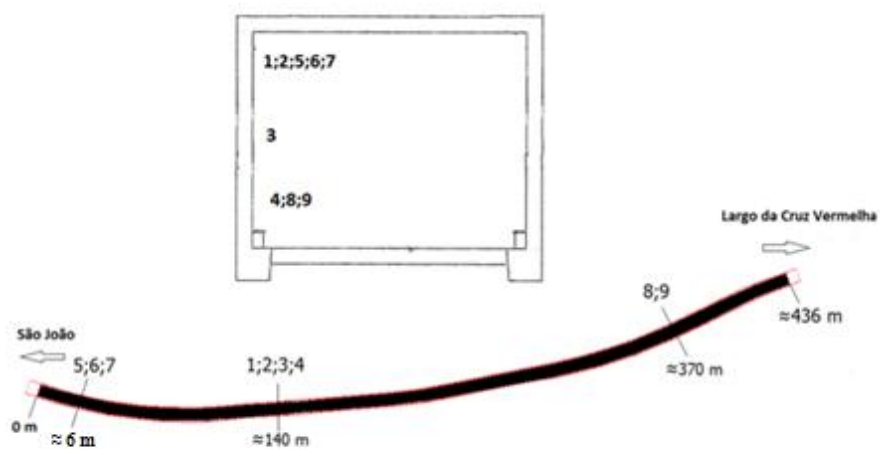


Figura 45 – Localização em planta das carotes obtidas e os locais na secção transversal (Túnel da Cruz Vermelha)

## 5. Caracterização do Betão Padrão

### 5.1. Fabrico

O principal objetivo da produção do cubo de padrão<sup>21</sup> era o de verificar a fiabilidade da técnica de difração de raio X na determinação do perfil de composição de um betão (neste caso o betão recolhido nos túneis em estudo), quer em termos qualitativos quer em termos quantitativos. Como os minerais apresentam um padrão único de picos difratados, é possível identificar os compostos cristalinos presentes numa amostra por comparação com bases de dados de minerais puros. Deste modo foi produzido um cubo “padrão”, em que as quantidades e os materiais usados encontram-se descritos no Quadro 10. O cubo padrão esteve 28 dias em cura húmida a contar do dia após o fabrico.

Quadro 10 – Materiais e quantidades usadas no fabrico do cubo padrão

Componentes	Massa (g)	Percentagem dos componentes, não contabilizando o valor da água (%)	Total %
Água da torneira	1132	-	-
Areia de origem marítima	3380,39	36,45	87,91
Sarrisca de uma pedreira	4771,62	51,46	
Cimento 42,5	1121	12,08	12,08

### 5.2. XRD dos Constituintes e do Produto Final e Quantificação

A sarrisca utilizada no fabrico do cubo padrão é de origem basáltica e é obtida de forma artificial (britada). As rochas basálticas regionais são constituídas normalmente por plagioclases (albite, labradorite e anortite), piroxenas (augite e diopside) e olivinas (forsterite). A presença de hematite, magnetite, goethite, nefelina, quartzo (tridimite), e maghemite também é frequente. A areia utilizada é também de origem basáltica, mas de proveniência marinha. Sendo assim apresenta os mesmos minerais da sarrisca, mas pode apresentar também carbonatos de cálcio devido as conchas e esqueletos marinhos (Figura 46).

<sup>21</sup> Dimensões do cubo padrão: 15x15x15 cm

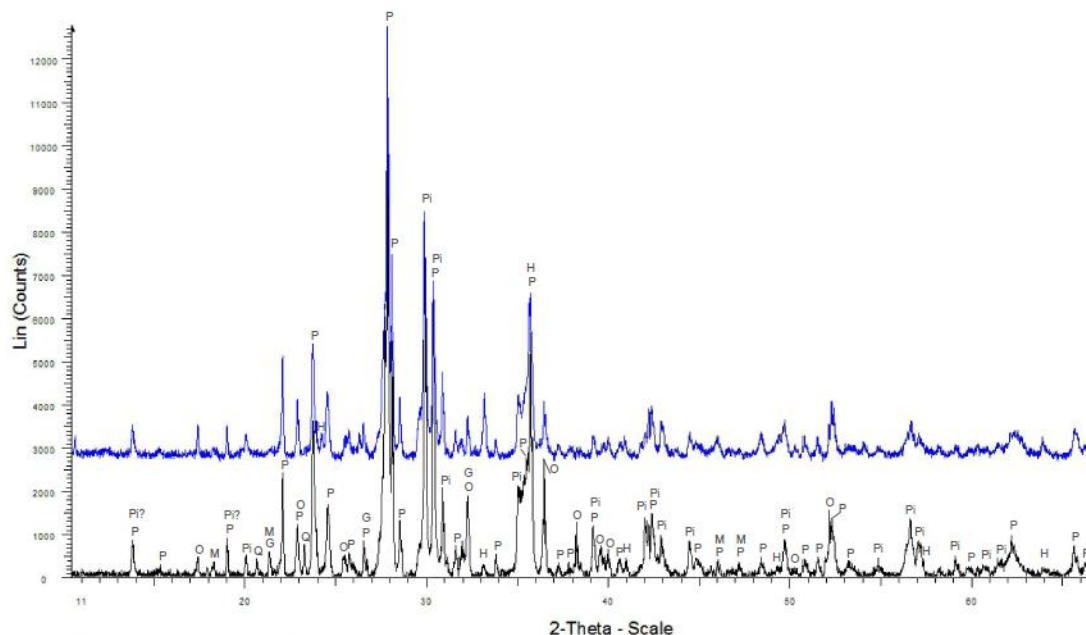


Figura 46 – Difratograma da sarrisca (preto) e da areia (azul): Plagióclases (P), Piroxenas (PI), Olivinas (O), Hematite (H), Magnetite (Ma), Quartzo (Q), Goethite (G) e Maghemite (M).

Após a identificação dos constituintes no difratograma recorreu-se a um programa de modulação computacional (TOPAS®) a fim de quantificar a percentagem de cada constituinte (Quadro 11).

Quadro 11 – Quantificação dos minerais presentes na sarrisca e na areia usada no cubo padrão

Designação	Composição %	
	Sarrisca	Areia
Plagioclases	41,83	44,72
Piroxenas	32,21	31,79
Olivina	14,28	10,96
Hematite	1,17	3,66
Magnetite	2,56	0,77
Goethite	0,17	0,08
Quartzo	0,62	0,38
Maghemite	0,08	0,01
Nefelina	7,07	7,63

De maneira a compreender a evolução da hidratação do cimento portland normal realizaram-se ensaios de difração de raios X ao cimento cru (42.5R) e ao cimento hidratado. O cimento e a água utilizada na produção da amostra de cimento hidratado foram de acordo com as quantidades utilizadas na produção do cubo padrão, ou seja, de acordo com a razão A/C ( $A/C \approx 1$ , 40 g de cimento para 40 g de água). Importa referir que a amostra de cimento hidratado passou por um período de cura húmida de 28 dias.

No difatograma do cimento por hidratar (Figura 47, a preto) é possível identificar os principais constituintes do cimento portland normal, o aluminato tricálcico ( $C_3A$ , designação no difatograma B1), silicato bicálcico ( $C_2S$ , designação no difatograma L), silicato tricálcico ( $C_3S$ , designação no difatograma H) e o aluminoferrato tetracálcico ( $C_4AF$ , designação no difatograma B1). No entanto é possível identificar outros elementos (secundários), como sulfatos (gesso, sulfatos de cálcio hemi-hidratado, sulfato de cálcio e sulfato de potássio), carbonatos (calcite e dolomite), sílica (quartzo, cristobalite e tridimite), portlandite e ettringite. No difatograma estes elementos apresentam-se com as seguintes designações: gesso (Ge), quartzo (Q), portlandite (Po), ettringite (E), calcite (C), dolomite (D) e o sulfato de cálcio hemi-hidratado (B).

O cimento em contato com água (processo de hidratação) dá origem a novos elementos. No difatograma do cimento hidratado (Figura 47, a azul) é notória a presença da portlandite, calcite, ettringite, bem como a ausência dos principais constituintes do cimento, com exceção do silicato bicálcico. É possível identificar-se ainda a dolomite, gesso, o quartzo e a arcanite (designação no difatograma, A). Na região dos ângulos mais baixos (entre 10 e os 12  $^{\circ}2\theta$ ) encontram-se um pico difratado que não foi possível identificar e a presença de gesso não é definitiva (surge com ponto de interrogação).

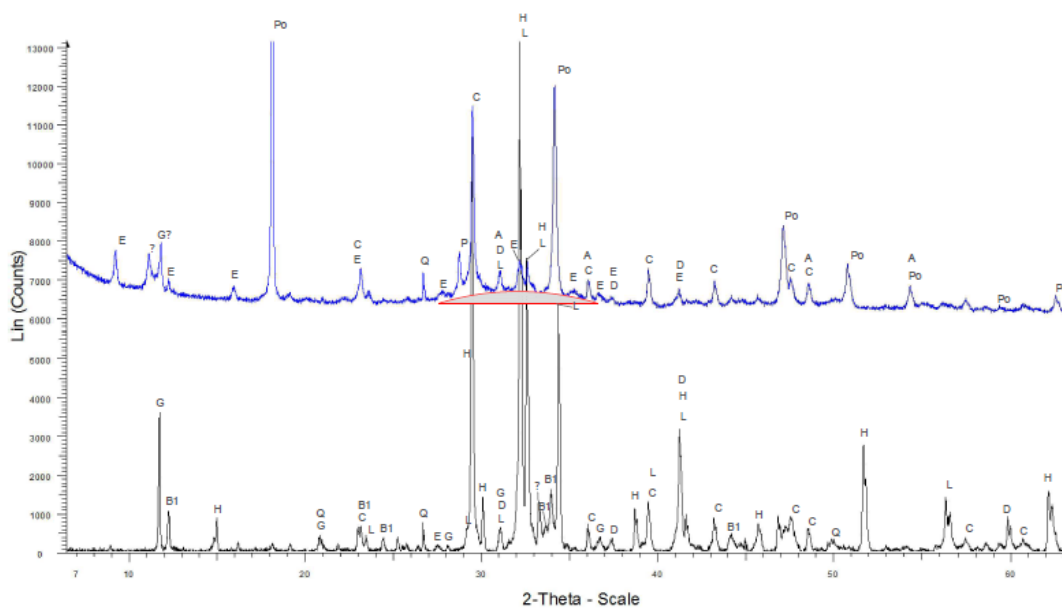


Figura 47 – Difatograma do cimento por hidratar (preto) e hidratado (azul)

Os resultados da quantificação destas fases encontram-se evidenciados no quadro seguinte (Quadro 12).



No difratograma não foi possível identificar os picos difratados aproximadamente aos 11,2 °2θ e aos 70,5 °2θ e no pico difratado aproximadamente aos 32,5 °2θ surgem dúvidas da presença ou não da ettringite.

Como nos casos anteriores recorreu-se ao programa computacional (TOPAS®) para a quantificação dos minerais. No Quadro 13 é possível verificar a quantificação dos minerais em relação aos agregados e ao cimento.

**Quadro 13 - Quantificação dos minerais presentes no cubo padrão**

	<b>Designação</b>	<b>Cubo Padrão (%)</b>	<b>Total %</b>
<b>Agregados</b>	Plagióclases	43,42	87,88
	Piroxenas	26,42	
	Olivinas	11,24	
	Hematite	0,50	
	Magnetite	0,32	
	Goethite	0,22	
	Nefelina	5,37	
	Maghemite	0,14	
	Tridimite	0,25	
<b>Componentes do cimento hidratado</b>	C <sub>3</sub> S	4,03	12,11
	C <sub>2</sub> S	0,90	
	C <sub>3</sub> A	0,75	
	C <sub>4</sub> AF	1,67	
	Cal	0,12	
	Periclase	0,21	
	Sulfato de potássio	0,44	
	Gesso	0,34	
	Sulfato de cálcio hemi-hidratado	0	
	Sulfato de cálcio	0	
	Calcite	1,93	
	Portlandite	1,40	
	Aphthitalite	0,27	
Ettringite	0,05		

Foram obtidos os seguintes resultados para o cubo padrão:

- 87,88% de agregados
- 12,11% de cimento

Não contabilizando o valor em massa da água adicionada ao cubo padrão, este apresentava a seguinte composição percentual: 12,08% de cimento e 87,92% de agregados. Comparando os resultados, verifica-se que a diferença é mínima, o que demonstra o bom ajuste entre a composição efetiva do betão e os resultados obtidos por modulação.

### 5.3. Análise Termogravimétrica

Como referido anteriormente foram realizados ensaios térmicos a sarrisca, areia, cimento curado e secção do cubo padrão. Através da análise térmica da sarrisca e da areia de origem marinha (Figura 49), é notório a presença de carbonato de cálcio na areia, possivelmente devido a conchas e esqueletos marinhos. Dos resultados térmicos do cimento curado e a secção do cubo padrão (Figura 49), percebe-se que as perdas de massa que ocorrem na amostra de betão são devidas praticamente ao cimento. Não foi possível quantificar o teor de cimento no betão com base nos resultados de TG, porque o cimento não se encontrava completamente hidratado.

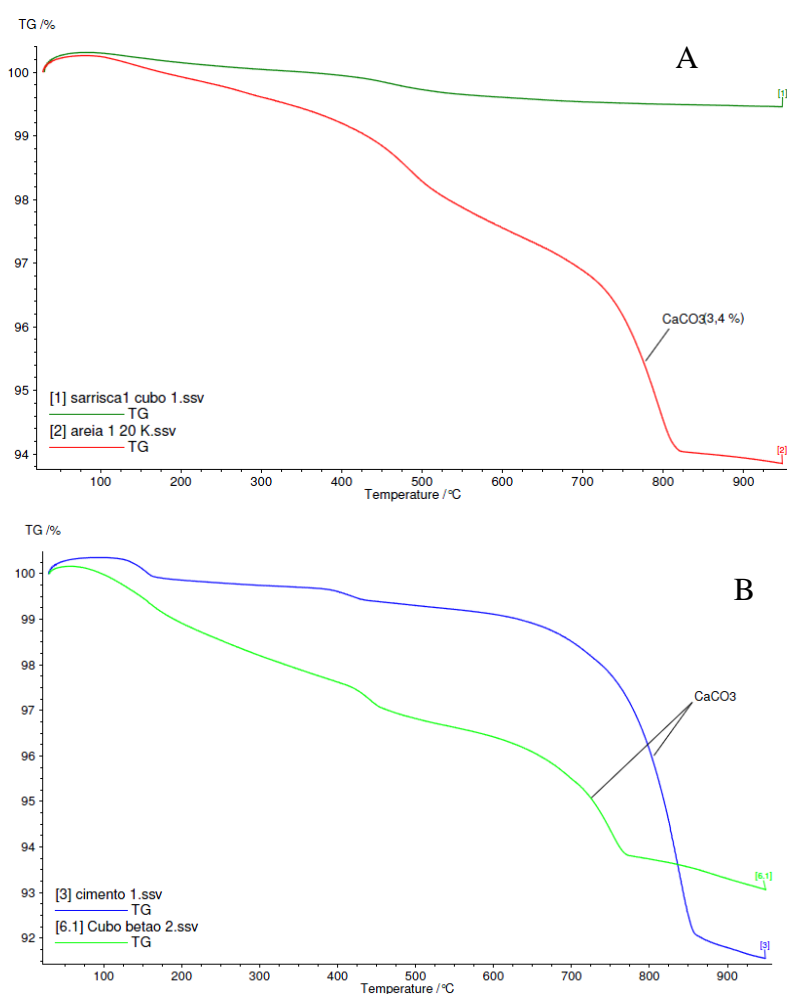


Figura 49 – Comparação entre as análises térmicas: sarrisca e da areia de origem marinha (A); cimento curado e a secção do cubo padrão (B)

## 6. Resultados e Análises

### 6.1. Túnel da Encumeada

#### 6.1.1. Carbonatação

Os resultados obtidos na carbonatação foram de acordo com a especificação do LNEC E391. Como referido anteriormente foram obtidas carotes em locais com fendilhação, com tinta e sem tinta. No Quadro 14 apresentam-se os valores de carbonatação obtidos na altura da recolha de carotes. Os valores de carbonatação ao longo do túnel diferem na casa dos milímetros (5 mm em relação as carotes nº 12 e 15, valores máximos, e de 8 mm em relação as carotes nº 3 e 12, valores mínimos), com exceção das carotes nº 8 (a carote nº10 pertence ao mesmo local) e a 6. Apesar de as diferenças serem apenas de milímetros, a sua evolução poderá significar diferentes períodos de iniciação.

Quadro 14 – Profundidade de carbonatação (zonas não fissuradas) e recobrimentos

Carote nº	Profundidade de carbonatação (cm)		Recobrimento (cm)
	Mínimo	Máximo	
1	0	0	4
3	0,7	1,3	4
6	3	3	4
8	4,1	4,4	3 <sup>22</sup>
10	4,1	4,3	3
12	1,5	1,6	4
15	1	1,1	4
16	0,5	1,1	4
18	0	0	4

Inicialmente pensou-se que o valor de carbonatação nas carotes nº8 e nº10 pudesse estar relacionado com o local (maior concentração de dióxido de carbono), pois as carotes foram obtidas ao km 1+800, aproximadamente a meio da extensão total do túnel. Esta suposição não é credível pois a carote nº 12, recolhida no mesmo local mas do lado oposto, apresenta valores de carbonatação inferiores. A única explicação possível é que houve algum problema relacionado com o betão neste local. O local<sup>23</sup> da carote nº10 é zona mais problemática em termos de carbonatação, pois o valor de carbonatação já ultrapassou o valor de recobrimento (Figura 50), o que significa que as armaduras já não se encontram protegidas e se existir condições favoráveis de humidade e de oxigénio na zona da armadura poderá ocorrer corrosão das armaduras. Em laboratório constatou-se que o processo de corrosão já tinha se iniciando (Figura 50).

<sup>22</sup> Assumiu-se o valor de 3 cm na carote nº8 por ser do mesmo local da carote nº10.

<sup>23</sup> Este local é uma espécie de galeria e não faz parte da estrutura do túnel propriamente dita



Figura 50 – Profundidade de carbonatação superior ao recobrimento e constatação do início do processo de corrosão

Em relação a carote n.º 6 o valor de carbonatação levanta algumas dúvidas, pois foi a primeira carote a ser obtida (o método de obtenção ainda não estava bem delineado), e demorou quase hora e meia o processo de obtenção. Quando a carote foi retirada esta apresentava uma temperatura elevada (demasiado quente para segurar na mão).

O caso das carotes n.º 1 e 18, obtidas nas zonas de emboquilhamento (ambiente exterior), não apresentarem sinais de carbonatação, deve-se à sua localização, pois a concentração de dióxido de carbono no exterior é inferior ao interior do túnel (maior concentração CO<sub>2</sub>). Este aspeto reforça a importância do ambiente envolvente onde a estrutura esta inserida na evolução da carbonatação. Possivelmente o facto de as superfícies estarem pintadas também poderá ajudar para a evolução da carbonatação ser praticamente nula.

Outro aspeto que tentou-se demonstrar neste trabalho foi a influência da fendilhação na durabilidade do betão, pois é uma zona de fácil acesso para as substâncias agressivas penetrarem para o interior do betão. O Quadro 15 demonstra esse aspeto.

Quadro 15 - Profundidade de carbonatação (zonas com fissuras) e recobrimentos

Carote n.º	Profundidade de carbonatação (cm)						Recobrimento (cm)
	Exterior		Interior		Lateral		
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	
7	3	3,3	8,8	8,9	6	7	4
11	1	1	4,5	5,5	4,5	4,5	4
13	1,1	1,3	3,5	4,5	1,5	1,5	4

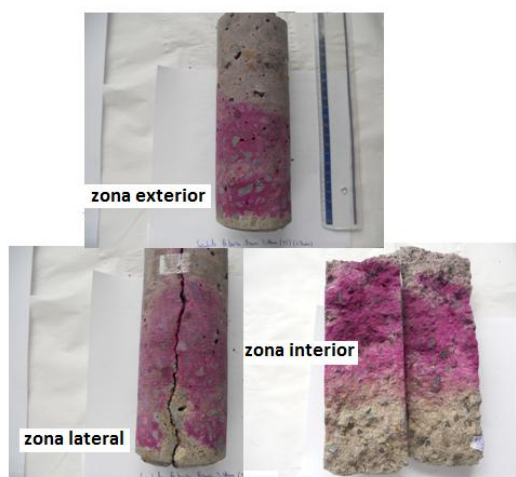


Figura 51 – Evolução da carbonatação no interior de uma fenda (carote nº11)

Verifica-se através do Quadro 15 e Figura 51 que a profundidade de carbonatação no interior é muito superior (o triplo ou mais) que as verificadas na zona externa. Este avanço acentuado no interior é um facto a ter em conta, pois provoca o abaixamento da alcalinidade junto as armaduras, apesar de a carbonatação na face externa ser mínima. No caso de a tinta utilizada no túnel ter algum efeito protetor (dificultar o avanço da frente de carbonatação), esse efeito perde-se no caso de o betão se encontrar fendilhado (carote nº13).

### 6.1.2. Previsão do Tempo de Iniciação e Propagação Devido a Carbonatação

A previsão do período de iniciação foi realizada tendo em conta o modelo um da especificação do LNEC E465:2007 (encontra-se no anexo A), ou seja, através das equações 31 (determinação da resistência à carbonatação,  $R_{C65}$ ) e 30 (previsão da evolução da carbonatação). O  $k_0$  é um fator que tem em conta as condições de ensaio, o  $k_1$  um fator que tem em conta a variação da humidade relativa, o  $k_2$  um fator que tem em conta a cura do betão, o  $t_0$  é o período de referencia (1 ano),  $n$  um fator que permite ter em conta a influência dos períodos de molhagem/secagem ao longo do tempo, o  $t$  é o tempo (anos), o  $X$  a profundidade de carbonatação (mm).

$$X = \sqrt{\frac{2 \times 0,0007 \times t}{R_{C65}}} \times \sqrt{k_0 \times k_1 \times k_2} \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad \text{Eq. 30}$$

$$R_{C65} = \frac{1,4 \times 10^3 \times t}{X^2} k_0 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^{2n} \quad \text{Eq. 31}$$

Em primeiro lugar foi determinado o valor de  $R_{C65}$  tendo em conta a idade da estrutura (t) aquando da obtenção das carotes e o valor de carbonatação determinado (X). Para calcular o valor da resistência à carbonatação foram utilizados os discriminados no Quadro 16. Importa lembrar que todas as carotes estão inseridas na classe de exposição XC3 e o valor do recobrimento é de 4 cm, com exceção à carote nº8 (3 cm). Não foi realizado previsão para as carotes nº 1 e 18 pois não apresentavam sinais de carbonatação.

Quadro 16 – Parâmetros utilizados para o cálculo da resistência da carbonatação  $R_{C65}$

	Exposição ambiental
	XC3
<b>k0</b>	3
<b>k1</b>	0,77
<b>k2</b>	1
<b>n</b>	0,02
<b>t0</b>	1

Os valores de resistência à carbonatação foram determinados através dos valores máximos de carbonatação, ou seja, o valor máximo registado em cada carote. Os valores encontram-se no Quadro 17.

Quadro 17 – Valores de carbonatação e resultados da resistência à carbonatação

	Prof. Carbonatação (mm)		Valor médio de carbonatação (mm)	Desvio padrão	$R_{C65}$ (kg*ano/m <sup>5</sup> )
	Min.	Max.			
<b>T.E. 2</b>	0	0	0	0	-----
<b>T.E. 3</b>	7	13	10	4,24	157,07
<b>T.E. 6</b>	30	30	30	0,00	29,49
<b>T.E. 8</b>	41	44	42,5	2,12	13,71
<b>T.E. 12</b>	15	16	15,5	0,71	103,69
<b>T.E. 15</b>	10	11	10,5	0,71	219,38
<b>T.E. 16</b>	5	11	8	4,24	219,38
<b>T.E. 19</b>	0	0	0	0,00	-----

Em seguida utilizou-se a Eq.30 para prever a evolução da carbonatação no tempo (tempo iniciação). Para demonstrar a evolução foi elaborado um gráfico (Figura 52) através do programa SpeQ Mathematics (versão 3.4).

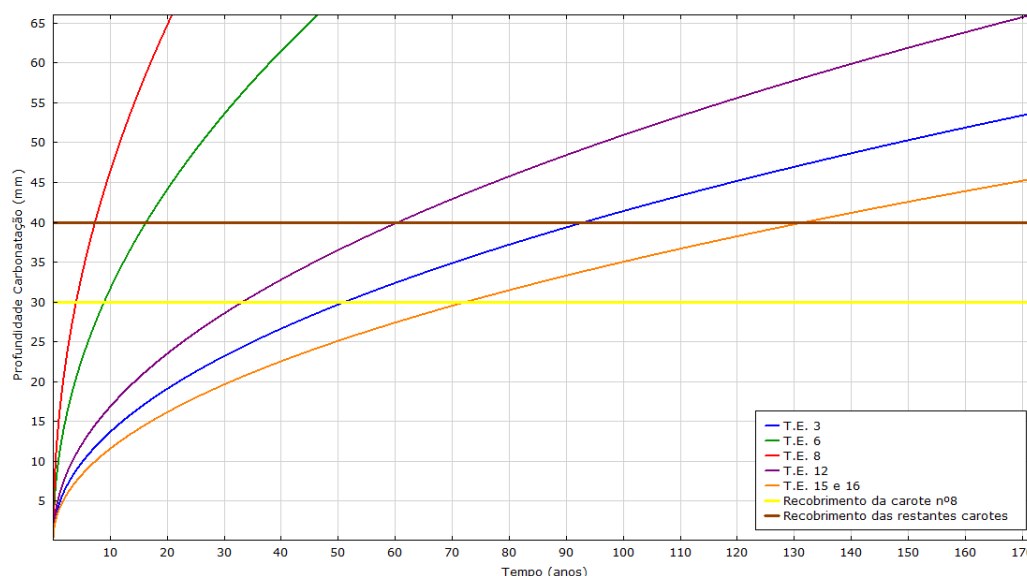


Figura 52 – Evolução da carbonatação e recobrimento em função do tempo

Constata-se através do gráfico, que a carbonatação alcança o recobrimento em diferentes períodos de tempo. A frente de carbonatação do T.E 6 poderá atingir as armaduras aos 16 anos de idade, o T.E 12 aos 60 anos, o T.E 3 aos 93 e o T.E 15 e 16 aos 131 anos. Estes valores correspondem ao período de iniciação. Constata-se assim que a estrutura irá apresentar diferentes períodos de iniciação (apesar de enquadrarem-se na mesma classe de exposição). Este facto vem realçar a importância da interligação dos quatro fatores (projeto de estrutura, materiais, execução e cura) expostos no ponto 2.2.2 na durabilidade e desempenho das estruturas. Importa relembrar que o valor de carbonatação da carote nº6 levanta algumas dúvidas pelos factos referidos anteriormente. A partir das idades descritas anteriormente as armaduras deixam de estar protegidas e o fenómeno da corrosão poderá ter início. No que diz respeito a carote nº8 a frente de carbonatação possivelmente atingiu as armaduras aos 4 anos de idade.

O período de propagação foi determinado de acordo com o modelo proposto na norma do LNEC E 465 e que se encontra no anexo A do presente trabalho. Não se considera as amostras (T.E. 2 e T.E. 19), pois estas não apresentam sinais de carbonatação.

Quadro 18 – Parâmetros utilizados no cálculo do período de propagação

Amostra	Classe de exposição	Recobrimento médio (mm)	Diâmetro das armaduras passivas (mm)	Intensidade da corrente de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	$f_{cd}$ (MPa)	$\alpha$
T.E. 3; T.E. 6; T.E. 12; T.E. 15; T.E. 16	XC3	40	12	0,1	2,0	2,0
T.E. 8		30				

Com recurso às equações Eq.32 e Eq.33 e aos parâmetros do Quadro 18 determinou-se os valores da redução do raio das armaduras que desencadeiam o início da fissuração ( $k$ , em %) e o período de propagação mínimo ( $t_p$ , anos) associado ao início da fendilhação. Os valores determinados encontram-se no Quadro 19.

$$k = \frac{0,1 \times (74,5 + \frac{7,3R}{\phi_0} - 17,4f_{cd})}{\frac{\phi_0}{2}} \quad \text{Eq. 32}$$

$$t_p = \frac{k \times \phi_0}{1,15 \times \alpha \times I_{corr}} \quad \text{Eq. 33}$$

O  $R$  é o recobrimento das armaduras (mm), o  $f_{cd}$  é a resistência à compressão diametral do betão (MPa),  $\phi_0$  é o diâmetro inicial das armaduras (mm),  $I_{corr}$  um fator que tem em conta a intensidade da corrente de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) e o  $\alpha$  um fator que tem conta o tipo de corrosão, uniforme ou localizada.

**Quadro 19 – Valores da redução do raio das armaduras que origina a fissuração e o período de propagação mínimo associado ao início da fendilhação**

Amostra	k (%)	$t_p$ (anos)
T.E. 3; T.E. 6; T.E. 12; T.E. 15; T.E. 16	1,067	55,68
T.E. 8	0,966	50,39

Tendo em conta os resultados do período de iniciação e do período de propagação mínimo, os locais das amostras T.E. 6 e T.E. 8 possivelmente terão que ser alvo de reparações (devido ao processo de corrosão) antes dos 100 anos (vida útil), aproximadamente aos 54 anos (T.E. 8) e 72 anos (T.E. 6). Nos restantes casos as reparações aconteceram possivelmente depois dos 100 anos. No caso de não se realizarem reparações a partir dos períodos determinados, possivelmente a segurança da estrutura estará em causa.

### 6.1.3. Perfil de Cloretos

Os perfis de cloretos foram obtidos segundo a norma EN 14629:2007. Como referido anteriormente considerou-se que não havia penetração de cloretos provenientes do meio exterior (transportados pelo vento e depositados na superfície do betão). Assim é espectável que o teor de cloretos se mantenha constante em profundidade. O teor máximo de cloretos (% por massa de cimento) presentes no betão aquando da construção do túnel era estipulado pela NP ENV 206:1993. Atualmente o valor é estipulado na NP EN 206-

1:2007 (uma revisão da NP ENV 206:1993). Na NP ENV 206 o teor máximo é baseado no tipo de betão (simples, armado ou pré-esforçado) e na NP EN 206 o teor máximo tem em conta as classes de exposição e o tipo de betão (betão sem armaduras, com armaduras ou outros tipos de metais e betão pré-esforçado). Ambos os regulamentos impõem como máximo os 0,4% (por massa de cimento) de teor de cloretos presentes no betão, tendo em conta a classe exposição (XC) e tipo de betão (betão armado) adotado na estrutura.

Os teores de cloretos em profundidade foram obtidos em massa de betão (equação 44) e posteriormente transformados por massa de cimento (equação 33) para poderem ser comparados com o valor da norma NP EN 206-1:2007 (norma em vigor), como é possível visualizar na Figura 53.

Todas as carotes apresentam pontos com valores de cloretos superiores aos permitidos pela norma atualmente em vigor (NP EN 206-1, 0,4%). Para efeitos de exemplo a carote nº 19 é a pior situação, pois todos os pontos encontram-se acima do limite.

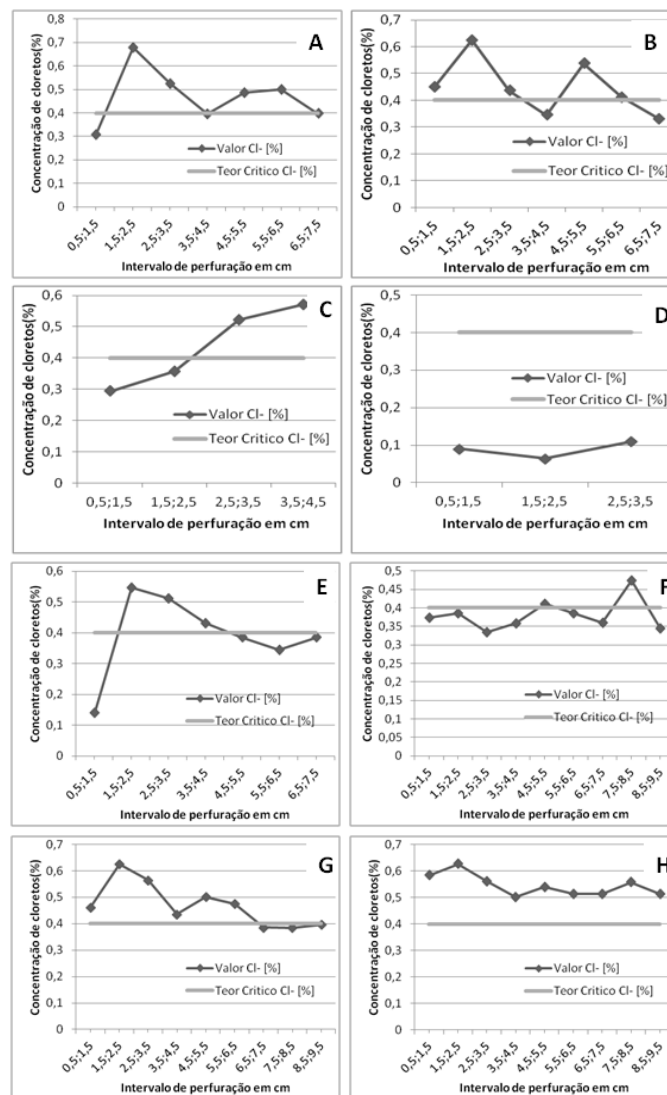


Figura 53 – Perfis de cloretos: A – Carote nº 2; B – Carote nº3; C – Carote nº6; D – Carote nº10; E – Carote nº12; F – Carote nº15; G – Carote nº16; H – Carote nº19

Nas zonas das armaduras, ou seja, na profundidade de 4 cm (recobrimento), os teores de cloretos encontram-se acima do limite legal nas carotes nº6 ( $\approx 0,57\%$ ), nº12 ( $\approx 0,43\%$ ), nº16 ( $\approx 0,44\%$ ) e nº19 (0,46%), próximo ou igual ao limite carotes nº2 ( $\approx 0,40\%$ ), nº3 ( $\approx 0,36\%$ ), nº15 (0,36%). A carote nº 8 não possui valor aos 4 cm, pois não foi possível atingir essa profundidade (desagregou-se durante o processo de perfuração), mas é bem possível que seja inferior pelo desenvolvimento do gráfico.

Quando a carbonatação atingir as armaduras quase de certeza que o processo de corrosão terá início, isto por causa do teor de cloretos junto as armaduras. Em relação a carote nº10 a corrosão já teve início e como referido anteriormente o valor de cloretos é possivelmente bastante inferior aos 0,4%<sup>24</sup>.

Importa realçar que os teores de cloretos determinados em cada intervalo correspondem ao total de cloretos, e como já foi referido anteriormente os denominados “cloretos livres” (encontram-se na solução dos poros) são os mais gravosos (destruição da película passiva).

Possivelmente a razão para o valor de teor de cloretos estar próximo ou acima do valor da norma NP EN 206-1:2007 é o facto de areias usadas na constituição do betão serem na maioria das vezes provenientes do fundo do mar, e de não serem bem lavadas.

A possível razão para o teor de cloretos não se manter constante em profundidade é pelo facto de o betão ser um material heterogéneo, e poder-se obter mais ou menos quantidade de cimento em cada profundidade. De maneira a tentar comprovar este facto, escolhe-se uma carote, onde a variação em profundidade fosse mais notória (optou-se pela carote nº2), e caracterizou-se por difração de raios X toda a carote (profundidade). O processo de identificação dos minerais e quantificação das fases cristalinas foi o mesmo que no ponto 4.2.1.1 (deste trabalho), no caso da caracterização de uma carote. Através do Quadro 20 e da Figura 54 é possível visualizar que quanto maior a percentagem de cimento maior é o teor de cloretos e vice-versa, pois os cloretos encontram-se na pasta de cimento. O primeiro ponto não se rege pela teoria anterior, pois no intervalo (1,5-2,5) o betão encontra-se carbonatado, e o software computacional (TOPAS®) poderá estar a valorizar a calcite e deste modo a percentagem de cimento aumenta em demasia.

**Quadro 20 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento em profundidade**

<b>Intervalo (cm)</b>	<b>Valor Cl<sup>-</sup> (%)</b>	<b>Cimento (%)</b>
<b>0,5;1,5</b>	0,31	20,61
<b>1,5;2,5</b>	0,68	21,45
<b>2,5;3,5</b>	0,52	18,33
<b>3,5;4,5</b>	0,39	14,76
<b>4,5;5,5</b>	0,49	17,67
<b>5,5;6,5</b>	0,50	17,17
<b>6,5;7,5</b>	0,40	15,33

<sup>24</sup> Não é de excluir a possibilidade da armadura já estar superficialmente corroída quando ocorreu o processo de betonação.



Como no caso do cubo padrão procedeu-se à identificação das fases cristalinas com recurso ao software TOPAS®. Em seguida apresenta-se no Quadro 21, os valores de cimento e agregados (consultar o Anexo C, para quantificação completa das fases dos minerais).

**Quadro 21 – Estimativa dos valores de cimento e agregados usados no betão (através do software TOPAS®)**

Descrição	Cimento (%)	Agregados (%)
T.E. 2 (2,5;3,5) cm	17,07	82,4
T.E. 2 (5,5;6,5) cm	19,09	80,91
T.E. 3 (1,5;2,5) cm	12,95	87,06
T.E. 3 (5,5;6,5) cm	15,1	84,83
T.E. 6 (1,5;2,5) cm	23,99	76,00
T.E. 6 (2,5;3,5) cm	26,32	78,63
T.E. 8 Carbonatada	21,36	78,63
T.E. 9 Não Carbonatada	13,28	86,73
T.E. 9 Não Carbonatada (2)	11,67	88,34
T.E. 12 (3,5;4,5) cm	12,4	87,60
T.E. 12 (6,5;7,5) cm	15,4	84,58
T.E. 15 (3,5;4,5) cm	14,33	85,68
T.E. 15 (8,5;9,5) cm	12,27	87,73
T.E. 16 (2,5;3,5) cm	13,19	86,82
T.E. 16 (8,5;9,5) cm	13,04	86,97
T.E. 19 (4,5;5,5) cm	16,34	83,67
T.E. 19 (7,5;8,5) cm	16,69	83,29

De maneira a comprovar a fiabilidade destes valores consultou-se uma empresa de betão pronto, que facultou a constituição típica de um betão idêntico ao que foi usado na construção do túnel em questão. O betão previsto para o túnel era um B25 que atualmente equivale a um C20/25, e a sua constituição encontra-se descrita no Quadro 22.

**Quadro 22 – Constituição típica de um betão C20/25 produzido atualmente**

Constituinte	Quantidade (1m <sup>3</sup> de betão)
Cimento	290 kg
Areia	294 kg
Pó de pedra	510 kg
Brita 1	256 kg
Brita 2	434 kg
Agregado natural 0/8	593 kg
Água	175 litros
Pozzolith 390N <sup>25</sup>	1,9 litros

<sup>25</sup> Redutor de água

Como base nos valores anteriores e não contabilizando a água e o adjuvante chega-se a seguinte percentagem de valores:

- Cimento – 12,2 %
- Agregados – 87,78 %

Importa realçar que a diferença que se verifica em algumas carotes (em profundidade) está relacionado com o facto de o betão ser um material heterogéneo, e durante a perfuração podermos obter mais cimento que agregados e vice-versa. Aquando da análise dos resultados constatou-se que em determinadas profundidades onde o betão se encontrava carbonatado (nas duas profundidades da carote nº6 e na carote nº8) o valor da calcite era elevado, o que conduzia a uma percentagem muito superior de cimento em comparação com profundidades onde o betão não se encontrava carbonatado. Esta observação pode dever-se ao facto da densidade da calcite ser inferior aos outros constituintes do cimento (i.e uma determinada massa ocupa mais volume que a de outros componentes do cimento hidratado) e, conseqüentemente, para um determinado volume de amostra contida no porta-amostras utilizado para obtenção de resultados de difração de raios X, a quantidade de calcite por unidade de volume presente ser relativamente mais elevada. No betão não pulverizado, a calcite tende a ocupar os espaços vazios deixados pelos poros. Outro fator que pode condicionar os resultados quantitativos obtidos por XRD em betões carbonatados é a friabilidade elevada da calcite comparativamente aos outros componentes do betão. Esta friabilidade faz com que os minerais de calcite sejam mais rapidamente moídos do que os restantes, sendo sobrevalorizados na quantificação por XRD, dada a natureza estatística do método (distribuição estatística de cristalitos em todas as posições possíveis).

Não contabilizando os aspetos anteriores verifica-se uma diferença máxima de 6,87% comparando os valores obtidos (TOPAS®) com os valores fornecidos (empresa de betão pronto).

### **6.1.5. Análise Macroestrutural**

Com base na norma do LNEC E388:1993 realizou-se uma análise macroestrutural as carotes recolhidas, analisando os paramentos relacionados com os agregados (brita ou godo) e os poros. Os resultados das análises encontram-se no Quadro 23 e Quadro 24.

**Quadro 23 – Análise macroestrutural tendo em conta os paramentos relacionados com os agregados (brita ou godo)**

Agregado (brita ou godo)							
Amostr a	Fatias /Área (cm <sup>2</sup> )	Tipo	D <sub>max</sub> <sup>26</sup> (mm)	Orientação	Distribuição	Forma	Impurezas
T.E. 2	7/37,71	Basáltico	22,4	Não	Uniforme	Parcialmente esmagados	Nenhuma
T.E. 3	5/37,71		13,9		Uniforme		
T.E. 6	3/32,25		16,6		Não Uniforme		
T.E. 8	5/37,71		18,3		Não Uniforme		
T.E. 12	4/37,71		15,7		Uniforme		
T.E. 15	4/37,71		18,2		Uniforme		
T.E. 16	5/37,71		16,7		Uniforme		
T.E. 19	3/37,71		18,9		Uniforme		

**Quadro 24 – Análise macroestrutural tendo em conta os paramentos relacionados com os poros superficiais**

Poros na superfície das fatias				
Amostra	Superfícies/Área (cm <sup>2</sup> )	Quantidade	Dimensão máxima (mm)	Distribuição
T.E. 2	7/37,71	Alguns	7,7	Não Uniforme
T.E. 3	5/37,71	Poucos	2,5	Não Uniforme
T.E. 6	3/32,25	Poucos	9,1	Não Uniforme
T.E. 8	5/37,71	Poucos	10	Não Uniforme
T.E. 12	4/37,71	Alguns	3,4	Uniforme
T.E. 15	4/37,71	Poucos	6,0	Não Uniforme
T.E. 16	5/37,71	Alguns	6,9	Uniforme
T.E. 19	3/37,71	Poucos	4,2	Não Uniforme

Da análise dos quadros anteriores pode-se concluir que o diâmetro máximo (agregado) é de 22,4 mm, correspondente a amostra T.E. 2, que o agregado é de origem basáltica, que na maioria das fatias analisadas os agregados encontravam-se distribuídos uniformemente, que a forma dos agregados é parcialmente esmagados e por fim não foram detetadas impurezas. Em termos de porosidade, a maioria das amostras apresentavam poucos poros e a dimensão máxima ocorreu na amostra T.E. 8 (10 mm). Estes encontram-se maioritariamente distribuídos uniformemente pelas fatias das carotes analisadas.

A profundidade de carbonatação registada nas amostras T.E. 6 e T.E. 8 (valores mais elevados, 30 e 44 mm) poderá estar relacionado com dois parâmetros analisados, nomeadamente o facto de os agregados não estarem distribuídos uniformemente (frente de carbonatação não encontra uma barreira e poderá avançar mais rapidamente do que as restantes amostras) e a dimensão máxima dos poros se registarem nestas duas amostras (9,1 e 10 mm) (a difusão de dióxido de carbono poderá processar-se mais rapidamente).

<sup>26</sup> Corresponde ao diâmetro máximo determinado nas fatias analisadas

## 6.2. Túnel da Cruz Vermelha

### 6.2.1. Carbonatação

Como no Túnel da Encumeada os valores de carbonatação foram obtidos segundo a especificação do LNEC E391.

Como referido anteriormente, neste túnel tentou-se verificar se era notória a diferença na profundidade de carbonatação em diferentes alturas do túnel, devido a possível variação da concentração de dióxido de carbono em altura. A variação em altura refere-se as carotes nº 1 e 2 topo, carote nº3 meio altura e carote nº 4 ponto mais baixo. Como pode-se verificar no Quadro 25, em termos dos valores mínimos de carbonatação, a diferença máxima foi de 4 mm, já em relação ao valor máximo a maior diferença foi de 7 mm. Estas diferenças referem-se ao ponto mais alto e o mais baixo. Uma possível explicação para estas diferenças é o facto do ponto mais baixo ter um contato mais direto com o dióxido carbono proveniente dos automóveis. A diferença é notória, mas é necessário ter em conta que só foi analisado um único local.

Em termos de profundidade carbonatação ao longo do túnel, as diferenças foram de 7 mm em relação aos valores mínimos e de 9 mm em relação aos valores máximos, com exceção da carote nº8, pois aquando da obtenção verificou-se que a zona encontra-se muito húmida devido a escorrência de águas, e como sabe-se a difusão de dióxido de carbono em meios húmidos é inferior. Apesar de as diferenças serem na casa dos milímetros, poderá causar diferentes períodos de iniciação.

Pode-se verificar também no Quadro 25 que os valores de carbonatação ainda não atingiram o valor do recobrimento (alcançaram as armaduras), logo as armaduras encontram-se ainda protegidas (devido a alcalinidade) e deste modo presume-se que o fenómeno de corrosão ainda não tenha-se iniciado. Este facto pode ser comprovado através da Figura 56 (A e B), onde se verifica que as armaduras encontram-se intactas (não há sinais de corrosão), com exceção ao local das carotes nº 5, 6 e 7 (Figura 56, C), em que há dúvidas, pois as nervuras das armaduras apresentam uma cor alaranjada (cor típica da corrosão), que poderá estar relacionada com a frente carbonatação se encontra próxima (entre 1,6 e 1,7 cm) das armaduras e deste modo provocado uma instabilidade na película passivante suficiente para ter início o processo de corrosão ou quando as armaduras foram colocadas, estas já apresentavam uma pequena oxidação (devido ao ambiente em obra).

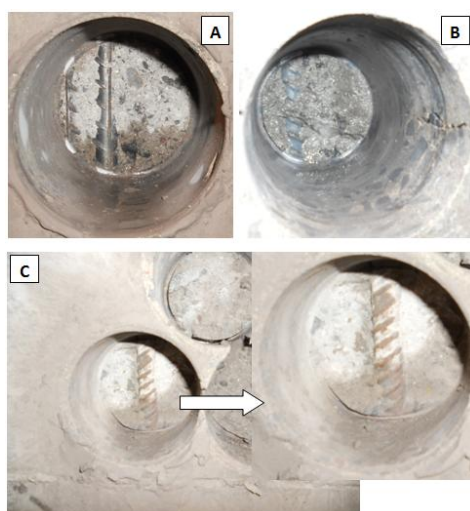


Figura 56 – Ilustração do estado das armaduras em diferentes zonas do túnel. A – pertence a zona da carote nº 4; B – pertence a zona das carotes nº 8 e 9; C – Pertence a zona das carotes nº 5, 6 e 7

Neste túnel ficou demonstrado novamente que as zonas fendilhadas são um acesso fácil para as substâncias agressivas penetrarem para o interior do betão, pois a carote nº9 apresenta valores superiores na face exterior (diferença de 1 cm no valor mínimo e 2 cm no valor máximo) ao da carote nº 8 que são do mesmo local. Os valores no interior como era de esperar são muito superiores aos da face externa (Quadro 26).

Quadro 25 – Profundidade de carbonatação (zonas não fissuradas) e recobrimentos

Carote nº	Profundidade de carbonatação (cm)		Recobrimento (cm)
	Mínimo	Máximo	
1	2,3	2,5	5
2	2,1	2,5	5
3	2,5	2,8	5
4	2,5	3,2	5
5	2,4	3,3	5
6	2,6	3,4	5
7	2,8	3,4	5
8	2,0	2,0	5

Quadro 26 – Profundidade de carbonatação (zona com fissuras) e recobrimento

Carote nº	Profundidade de carbonatação (cm)						Recobrimento (cm)
	Exterior		Interior		Lateral		
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	
9	3	4	5,5	6	5	5,5	5

### 6.2.2. Previsão do Tempo de Iniciação e Propagação Devido a Carbonatação

A previsão da evolução da carbonatação (período de iniciação) foi realizada do mesmo modo que o Túnel da Encumeada, ou seja, através do modelo um da especificação do LNEC E465:2007 (encontra-se no anexo A).

Para calcular o valor da resistência à carbonatação ( $R_{C65}$ ) foram utilizados os parâmetros que encontram-se no Quadro 27. Importa lembrar que as carotes nº 1, 3 e 4 estão inseridas na classe de exposição XC3 e as carotes 6 e 8 na classe de exposição XC4, e o recobrimento é de 5 cm.

Quadro 27 – Parâmetros utilizados para o cálculo da resistência da carbonatação e  $R_{C65}$

	Exposição ambiental	
	XC3	XC4
<b>k0</b>	3	3
<b>k1</b>	0,77	0,41
<b>k2</b>	1	1
<b>n</b>	0,02	0,085
<b>t0</b>	1	1

Os valores da resistência à carbonatação foram determinados da mesma forma que o do Túnel da Encumeada (ponto 6.1.2) e encontram-se no Quadro 28.

Quadro 28 – Valores de carbonatação e resultados da resistência à carbonatação

	Prof. Carbonatação (mm)		Valor médio de carbonatação (mm)	Desvio padrão	$R_{C65}$ (kg*ano/m <sup>5</sup> )
	Min.	Max.			
<b>T.C.V. 1</b>	23	25	24	1,41	87,21
<b>T.C.V. 3</b>	25	28	26,5	2,12	69,52
<b>T.C.V. 4</b>	25	32	28,5	4,95	67,11
<b>T.C.V. 6</b>	26	34	30	5,66	17,01
<b>T.C.V. 8</b>	20	20	20	0,00	49,15

Em seguida utilizou-se a Eq.45 para prever a evolução da carbonatação no tempo e o programa SpeQ Mathematics (versão 3.4) para demonstrar a evolução (Figura 57).

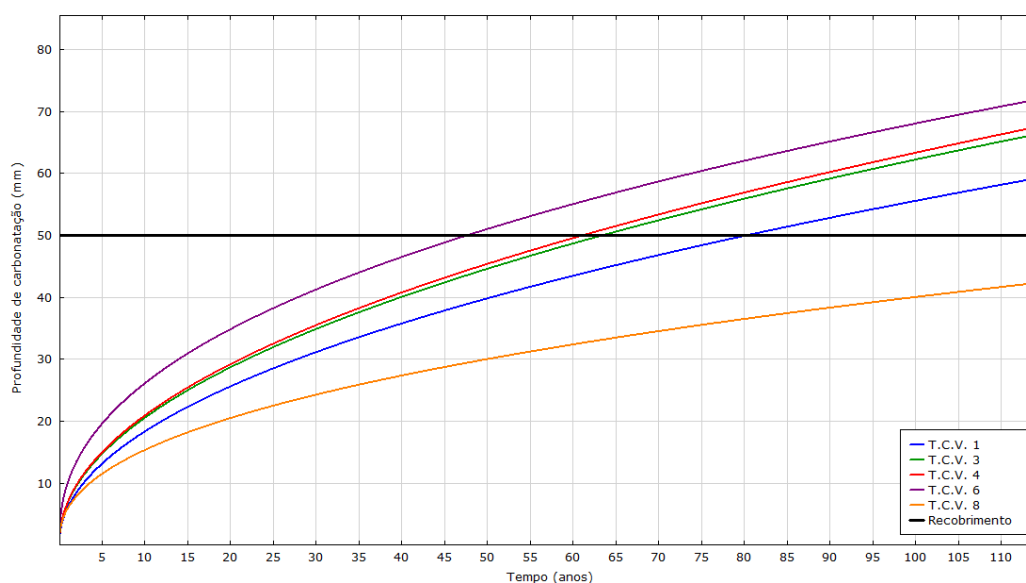


Figura 57 – Evolução da carbonatação e recobrimento em função do tempo

Como é possível verificar no gráfico, a carbonatação alcança o recobrimento em diferentes períodos de tempo. A frente de carbonatação do T.C.V 6 poderá atingir as armaduras aos 48 anos de idade, o T.C.V 4 aos 61 anos, o T.C.V 3 aos 63, T.C.V 1 aos 80 anos e o T.C.V 8 aos 171 anos. Constata-se assim que a estrutura irá apresentar diferentes períodos de iniciação.

A partir das idades descritas anteriormente as armaduras deixam de estar protegidas e o fenómeno da corrosão poderá ter início. A carote nº 8 apresenta uma evolução menos significativa de carbonatação. Uma possível explicação é o facto de o local estar constantemente húmido devido a escorrências de água provenientes da abóboda, pois esta era só composta pelo revestimento primário (não tem uma camada impermeabilizante). E como foi referido anteriormente a difusão do dióxido de carbono na água é muito inferior que no ar (4 ordens de grandeza mais lenta). O período de propagação foi determinado de acordo com o modelo proposto na norma do LNEC E 465 e que se encontra no Anexo A do presente trabalho.

Quadro 29 – Parâmetros utilizados no cálculo do período de propagação

Amostra	Classe de exposição	Recobrimento médio (mm)	Diâmetro das armaduras passivas (mm)	Intensidade da corrente de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	$f_{cd}$ (MPa)	$\alpha$
T.C.V. 1 T.C.V. 3 T.C.V. 4	XC3	50	12	0,1	2,0	2,0
T.C.V. 8 T.C.V. 6	XC4			0,5		

Determinou-se os valores da redução do raio das armaduras que provocam o início da fissuração (k, em %) e o período de propagação mínimo ( $t_p$ , anos) associado ao início da

fendilhação do mesmo modo que no Túnel da Encumeada (ponto 5.1.2 do presente trabalho). Os valores determinados encontram-se no Quadro 30.

**Quadro 30 – Valores da redução do raio das armaduras que origina a fissuração e o período de propagação mínimo associado ao início da fendilhação**

Amostra	k (%)	t <sub>p</sub> (anos)
T.C.V. 1; T.C.V. 3; T.C.V. 4;	0,712361	37,2
T.C.V. 8; T.C.V. 6	0,712361	7,4

Tendo em conta os resultados do período de iniciação e do período de propagação mínimo, conclui-se que possivelmente na maioria das zonas analisadas as reparações deverão ser realizadas depois dos 100 anos (para lá da vida útil da estrutura), nomeadamente nas zonas das amostras T.C.V. 1, T.C.V. 3 e T.C.V. 8. Nas restantes amostras (T.C.V. 6 e T.C.V. 4), as reparações possivelmente deverão ocorrer aos 55 e 98 anos de idade da estrutura. No caso de não se realizarem reparações a partir dos períodos determinados, possivelmente a segurança da estrutura estará em causa.

### 6.2.3. Perfil de Cloretos

Como no Túnel da Encumeada os perfis de cloretos foram obtidos segundo a norma EN 14629:2007. Os valores também foram obtidos da mesma forma que os do Túnel da Encumeada (% cloretos por massa de cimento). Aquando da construção encontrava-se em vigor o Regulamento dos Betões de Ligantes Hidráulicos (RBLH), que definia o valor máximo de cloretos (em percentagem por massa de ligante) presentes no betão. Atualmente é a norma NP EN 206-1:2007 que define o valor máximo de cloretos de acordo com a classe de exposição definida para estrutura e a existência ou não de armaduras. No Quadro 31 apresentam-se os valores máximos apresentados em ambos os regulamentos apropriados a estrutura em estudo.

**Quadro 31 – Comparação entre RBLH e a NP EN 206-1:2007 em termos dos valores máximos de cloretos por massa de cimento**

Norma	Valores máximos de cloretos (% por massa de cimento)
RBLH	Cimento portland normal (1,2)
NP EN 206-1 2007	Betão armado, classe de exposição XC (0,4)

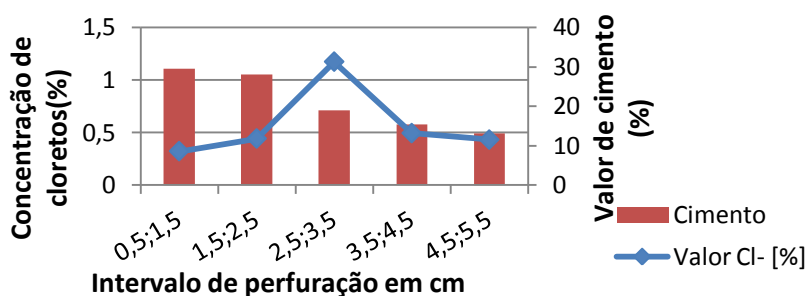
Como referido anteriormente considerou-se que não havia penetração de cloretos provenientes do meio exterior (transportados pelo vento e depositados na superfície do betão), pelo facto de existirem barreiras (edifícios) e as carotes terem sido obtidas no interior. Assim é esperado que o teor de cloretos se mantenha constante em profundidade. Através dos resultados obtidos, verificou-se a existência de um pico cloretos no interior do betão com exceção a carote nº 9 que foi analisada por seções, como é possível

visualizar na Figura 59. Este facto poderá estar relacionado com as lavagens que foram realizadas as paredes (hasteais e abóboda) durante as obras de melhoramento, ou seja, uma parte dos cloretos poderá ter sido arrastado para o exterior (fora do betão) e outra parte arrastada para camadas mais interiores (próximo da frente de carbonatação, excetuando a carote nº7) devido ao fenómeno de capilaridade. O facto de o pico ocorrer próximo da frente de carbonatação deve-se possivelmente ao betão não carbonatado ser menos poroso que o betão carbonatado e deste modo os cloretos têm maior dificuldade em se difundirem para zonas mais interiores.

Outro facto que vem realçar a existência de um pico de cloretos no interior foi através da caracterização por difração de raios X em toda a profundidade da carote nº1 (ocorre o fenómeno). O processo de identificação dos minerais e a quantificação das fases cristalinas foi realizado de acordo com o ponto 4.2.1.1, no caso da caracterização de uma carote. De acordo com análise realizada no ponto 6.1.3, o valor de cloretos está relacionado com a quantidade de cimento (maior percentagem de cimento maior o valor de cloretos e vice-versa). Analisando a Figura 58 verifica-se que os dois primeiros pontos (0,5;1,5 e 1,5;2,5) apresentam um valor elevado de cimento e um valor reduzido de cloretos em comparação com os últimos pontos (3,5;4,5 e 4,5;5,5). Este facto está novamente relacionado com a calcite (como referido no ponto 5.1.3), pois a carote apresenta um valor máximo de 2,5 cm de carbonatação, correspondente ao intervalo em questão. Comparando os últimos dois pontos com o ponto 2,5;3,5 (cm), em termos dos valores de cloretos e cimento, verifica-se que o valor de cloretos neste último é muito mais elevado do que seria espectável perante a percentagem de cimento existente, o que realça a existência de uma concentração de cloretos nesse ponto (Figura 58).

**Quadro 32 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento em profundidade (carote nº1)**

Intervalo (cm)	Valor Cl <sup>-</sup> (%)	Cimento (%)
0,5;1,5	0,32	29,55
1,5;2,5	0,44	28,09
2,5;3,5	1,17	18,98
3,5;4,5	0,49	15,44
4,5;5,5	0,43	13,19



**Figura 58 – Comparação entre os teores de cloretos e a percentagem de cimento determinados em profundidade (carote nº1)**

Importa realçar que na carote nº 7 a secção 1 apresenta uma extensão de 2,5 cm e tem início a partir do intervalo 2,5;3,5 cm. No caso da carote nº 9 a secção 1 corresponde a parte inicial da carote, com uma extensão de aproximadamente 3,5 cm, e a secção 2 tem início aproximadamente aos 3,5 cm, com uma extensão de cerca de 3,0 cm.

Constata-se que como no Túnel da Encumeada, todas as carotes apresentam pontos com valores de cloretos superiores aos permitidos pela norma atualmente em vigor (NP EN 206-1, 0,4%), como podemos verificar na Figura 59.

Ao nível das armaduras os valores de cloretos encontram-se acima dos 0,4% por massa de cimento para a maioria das carotes (carote nº1 -  $\approx 0,43\%$ , carote nº 2 -  $\approx 0,41\%$ , carote nº3 -  $0,45\%$ , carote nº4 -  $\approx 0,55\%$  e carote nº 9  $\approx 0,68\%$ ), com exceção da carote nº7 (0,32%).

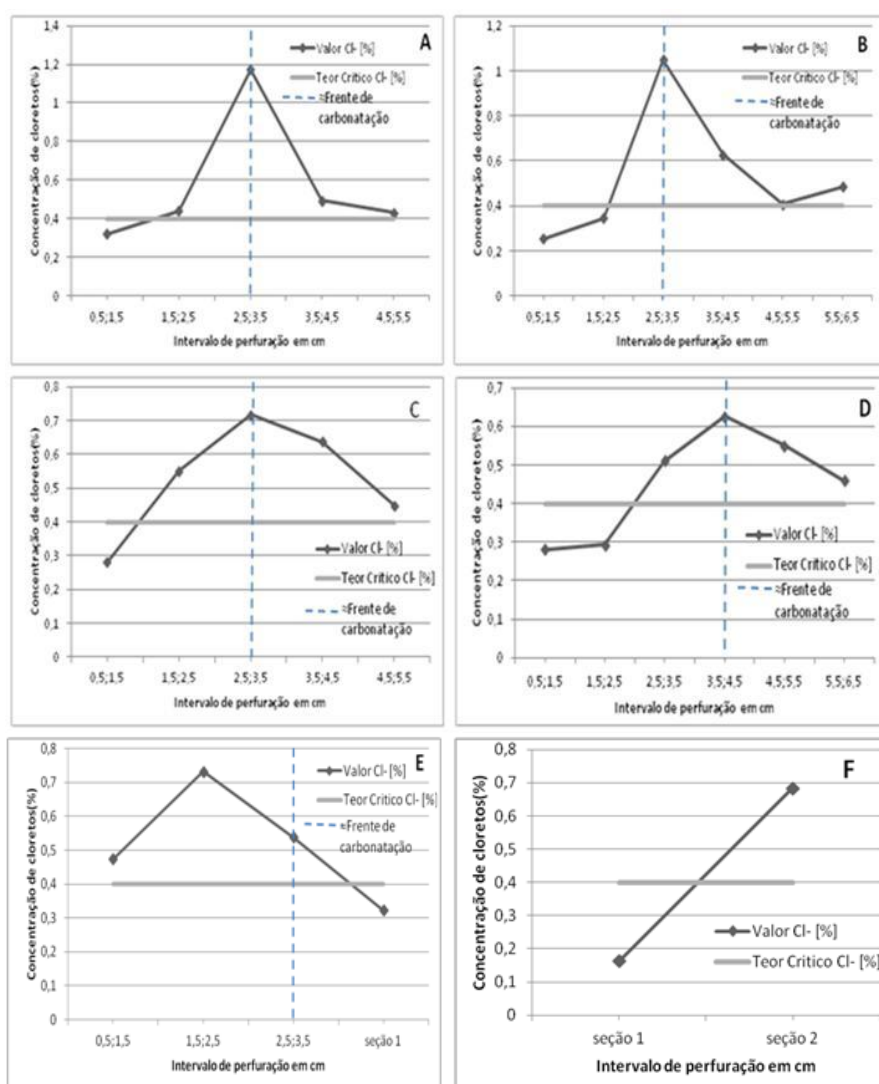


Figura 59 – Perfis de cloretos: A – carote nº1; B – carote nº 2; C – carote nº3; D – carote nº4; E – carote nº7; F – carote nº9. A frente de carbonatação representada nos gráficos é meramente ilustrativa (é um local aproximado da frente carbonatação)

Como foi referido no Túnel da Encumeada é provável que quando carbonatação atingir as armaduras o processo de corrosão tenha início, isto por causa do teor de cloretos junto as armaduras estar próximo e acima dos 0,4%.

A possível causa para o valor de teor de cloretos estar próximo ou acima do valor da norma NP EN 206-1 é a mesma do Túnel da Encumeada (areias usadas na constituição do betão serem na maioria das vezes provenientes do fundo do mar, e de não serem bem lavadas). Importa realçar que de acordo com o regulamento (RBLH) em vigor aquando da elaboração do projeto, os valores determinados estão abaixo do valor máximo estipulado (1,2%).

#### 6.2.4. Difração de Raios X

Com base no difratograma do cubo padrão procedeu-se a identificação dos minerais constituintes do betão recolhido (carotes). Identificou-se apenas um difratograma, pois os constituintes são os mesmos em todas as carotes (Figura 60).

Em relação ao difratograma do Túnel da Cruz Vermelha há novamente um pico difratado aproximadamente aos 11,2 °2θ, que como no cubo padrão e Túnel da Encumeada não foi identificado. É questionável que os picos difratados aproximadamente aos 12, 40e 32,5 °2θ sejam devido ao gesso, silicato bicálcico e a ettringite, respetivamente.

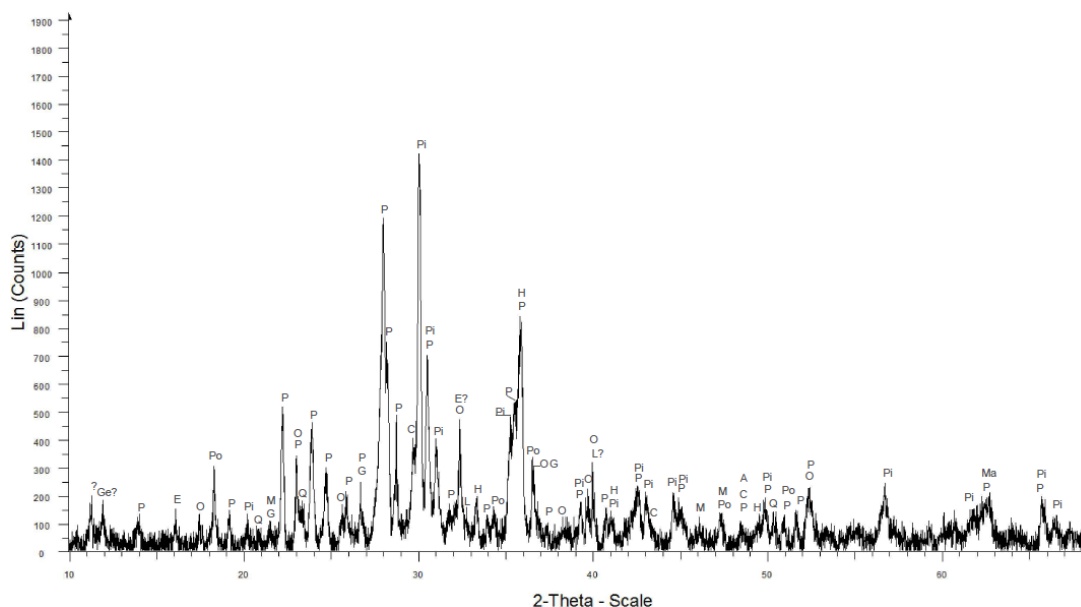


Figura 60 – Difratograma do Túnel da Cruz de Vermelha, carote nº3 (profundidade 4,5 a 5,5 cm)

Como no caso do cubo padrão procedeu-se a identificação das fases cristalinas com recurso ao software TOPAS®. Em seguida apresenta-se no Quadro 33, os valores de

cimento e agregados (consultar o Anexo C, para quantificação completa das fases dos minerais).

**Quadro 33 – Estimativa dos valores de cimento e agregados usados no betão (através do software TOPAS®)**

Descrição	Cimento (%)	Agregados (%)
T.C.V. 1 (0,5;1,5) cm	29,55	70,46
T.C.V. 1 (3,5;4,5) cm	16,49	83,51
T.C.V. 2 (2,5;3,5) cm	17,05	82,94
T.C.V. 2 (4,5;5,5) cm	16,04	83,95
T.C.V. 3 (3,5;4,5) cm	14,03	85,97
T.C.V. 3 (4,5;5,5) cm	14,32	85,66
T.C.V. 4 (2,5;3,5) cm	15,34	84,67
T.C.V. 4 (5,5;6,5) cm	15,71	84,29
T.C.V. 7 (0,5;1,5) cm	36,81	63,2
T.C.V. 7 (1,5;2,5) cm	30,19	69,8
T.C.V. 8 secção 1	14,51	85,46
T.C.V. 8 secção 2	10,06	89,93
T.C.V. 9 secção 1	16,61	83,42
T.C.V. 9 secção 2	12,41	87,58

De maneira a comprovar a fiabilidade destes valores, utilizou-se os dados fornecidos por uma empresa, de um betão idêntico ao que foi usado na construção do túnel em questão. O betão previsto para o túnel era um B30 que atualmente equivale a um C25/30, e a sua constituição encontra-se descrita no Quadro 34.

**Quadro 34 – Constituição típica de um betão C25/30 produzido na altura da construção do túnel**

Constituinte	Quantidade (1m <sup>3</sup> de betão)
Cimento	380 kg
Areia britada	637 kg
Areia do mar	192 kg
Brita 0	277 kg
Brita 1	387 kg
Brita 2	564 kg
Água	170 litros
Plastificante (Plastiment BV 40)	1,710 litros

Como base nos valores anteriores e não contabilizando a água e o adjuvante chega-se a seguinte percentagem de valores:

- Cimento – 15,59 %
- Agregados – 84,40 %

Importa realçar que a diferença que se verifica em algumas carotes (em profundidade) está relacionado com o facto de o betão ser um material heterogéneo, e durante a perfuração podermos obter mais cimento que agregados e vice-versa. Como sucedeu nos resultados obtidos no Túnel da Encumeada, nas profundidades onde o betão já se encontrava carbonatado (T.C.V. 1 (0,5;1,5), T.C.V. 7 (0,5;1,5) e T.C.V. 7 (1,5;2,5)), o valor da calcite é elevado, o que conduz a uma percentagem muito superior de cimento em comparação com profundidades onde o betão não se encontrava carbonatado.

Comparando os valores obtidos (TOPAS®) com os valores fornecidos, estes encontram-se mais próximos do que os do Túnel da Encumeada. A maior diferença registada entre os valores obtidos e os fornecidos (não contabilizando os que são influenciados pela calcite) foi de 5,53 %, que corresponde a carote T.C.V. 8 secção 2.

### 6.2.5. Análise Macroestrutural

A análise macroestrutural foi realizada da mesma maneira que no Túnel da Encumeada com recurso a norma do LNEC. No Túnel da Cruz Vermelha só foi realizado numa amostra, pois as carotes eram de pequena dimensão e foram utilizadas em exclusivo para análise de cloretos.

**Quadro 35 – Análise macroestrutural tendo em conta os paramentos relacionados com os agregados (brita ou godo)**

Agregado (brita ou godo)							
Amostra	Fatias/Área (cm <sup>2</sup> )	Tipo	D <sub>max</sub> <sup>27</sup> (mm)	Orientação	Distribuição	Forma	Impurezas
T.C.V. 6	3 / 37,732	Basáltico	35	Não	Uniforme	Parcialmente esmagados	Não

**Quadro 36 – Análise macroestrutural tendo em conta os paramentos relacionados com os poros superficiais**

Poros na superfície das fatias				
Amostra	Superfícies/Área (cm <sup>2</sup> )	Quantidade	Dimensão máxima (mm)	Distribuição
T.C.V. 6	3 / 37,732	Poucos	3,8	Não Uniforme

Os dados obtidos são muito poucos e deste modo não é possível retirar conclusões da análise realizada.

Em termos de comparação com o Túnel da Encumeada, é notório que há uma maior percentagem de agregado na área analisada (Túnel da Encumeada) do que no do Túnel da Cruz Vermelha. É visível também na carote analisada do Túnel da Cruz Vermelha a escassez de frações de agregados de média e pequena dimensão. Consultar o Anexo D para visualizar algumas das fatias analisadas.

<sup>27</sup> Corresponde ao diâmetro máximo determinado nas fatias analisadas

## 7. Conclusões, Limitações e Trabalhos Futuros

Na realização deste trabalho foi possível compreender melhor os aspetos relacionados com a durabilidade, o fenómeno de carbonatação e o ataque por cloretos, bem como os mecanismos de corrosão em termos de carbonatação (diminuição da alcalinidade junto as armaduras) e pelos cloretos (teor de cloretos superior ao limite estabelecido).

Em ambos os túneis constatou-se que o teor de cloretos (por massa de cimento) junto as armaduras encontrava-se maioritariamente acima do valor limite (0,4% por massa de cimento) estipulado pelo atual regulamentos (NP EN 206-1 2007), com exceção as amostras: T.E. 2, T.E. 3, T.E. 15, T.C.V. 7 e possivelmente T.E. 8. O facto de apresentarem estes valores, poderá estar relacionado com um dos constituintes usados na composição do betão nomeadamente a areia, que provém do fundo marinho. Como os valores estão maioritariamente acima do estipulado, quando ocorrer a despassivação das armaduras o processo de corrosão poderá iniciar-se (se ocorrer condições satisfatórias de humidade e oxigénio junta as armaduras).

Conclui-se através da análise por difração de raio X do pó utilizado para determinar o teor cloretos em profundidade (carote do Túnel da Encumeada nº2), que o teor determinado está relacionado com a percentagem de cimento obtido em cada profundidade pois os cloretos encontram-se na pasta de cimento (num determinada profundidade é possível obter-se maior quantidade de cimento do que de agregados ou vice versa). É possivelmente devido a este facto que o teor de cloretos não se manteve constante em profundidade. Devido a este aspeto, o método utilizado para obtenção do pó, poderá não ter sido o melhor (uso do berbequim, apesar de terem-se realizados vários furos). Num trabalho futuro pode-se optar por cortar (a seco) em fatias as carotes e proceder-se a fragmentação e moagem (desta forma poderá reduzir-se as variações no teor de cloretos em profundidade).

No que diz respeito à carbonatação, em ambos os túneis, a profundidade de carbonatação ainda não tinha alcançado as armaduras, com exceção a um local, no Túnel da Encumeada (carote nº8), onde a frente de carbonatação já tinha ultrapassado o valor de recobrimento, ou seja, a armadura já se encontrava despassivada, um facto comprovado em laboratório, pois a armadura já indiciava sinais de corrosão.

A previsão realizada em termos da evolução da carbonatação demonstrou que apesar de as diferenças serem na casa dos milímetros ao longo de ambos os túneis, irá causar períodos de iniciação diferentes, apesar de enquadrarem-se em iguais classes de exposição. Este facto vem realçar a importância da interligação dos quatro fatores (projeto de estrutura, materiais, execução e cura) no que diz à durabilidade e desempenho das estruturas.

Em termos de obras (reparação) a realizar devido a corrosão das armaduras, tendo em conta os períodos de iniciação e propagação mínimo calculados, estas possivelmente deverão ocorrer maioritariamente depois dos 100 anos em ambos os túneis analisados. A partir dos períodos determinados (nos pontos 6.1.2 e 6.2.2), possivelmente a segurança da

estrutura estará em causa. Importa realçar que estas estimativas são "académicas" e que os túneis devem ser alvo de monitorizações periódicas (prevenir os mecanismos mais severos, pois os custos de reparação são mais elevados quando uma estrutura já se encontra num período propagação). Além disso, outros eventos (mecânicos, por exemplo) podem criar anomalias não detetadas neste estudo.

Conclui-se neste trabalho que as fendas são um local de fácil acesso para as substâncias agressivas penetrarem para o interior do betão, neste caso o dióxido de carbono (devido ao fenómeno da carbonatação), em que é notório o avanço da frente de carbonatação em comparação com face exterior. A tinta usada nos hasteais poderá ter um efeito protetor, aumentando o período de iniciação da corrosão, mas no caso de ocorrer fendilhação esse efeito perde-se como ficou comprovado através da amostra T.E. 13.

Neste trabalho podia-se ter feito uma melhor gestão das amostras (Túnel da Encumeada) e assim realizado mais ensaios de modo a poder caracterizar melhor o betão, nomeadamente resistência à compressão, de absorção de água por capilaridade e por imersão, absorção, etc. Esses ensaios podiam também auxiliar na interpretação de alguns resultados obtidos. Este ponto aplica-se também para trabalhos futuros.

Em trabalhos futuros deve-se optar por também caracterizar o betão de um túnel próximo da orla costeira (existem diversos túneis próximos da costa, por exemplo entre os concelhos de São Vicente e o Porto Moniz), pois podem-se enquadrar nas classes de exposição XS (corrosão induzida por cloretos da água do mar), XD (corrosão induzida por cloretos não proveniente da água do mar) e XC (corrosão induzida pela carbonatação). Deve-se também analisar ao longo do túnel a variação da carbonatação em altura (vários pontos nos hasteais) e deste modo comprovar ou não que a diferença é notória em altura, ou seja, que a profundidade de carbonatação varia em altura. Poderá também verificar se as tintas usadas nos hasteais têm alguma influência no avanço da carbonatação (no mesmo local comparar os valores de carbonatação na zona pintada e não pintada).

Para dar continuidade ao trabalho realizado poderá aplicar-se métodos de análise probabilística e de simulação numérica, e assim prever a evolução dos índices de fiabilidade e das probabilidades de falha associadas a determinado estado de limite de utilização.

## Bibliografia

1. **Mendonça, Tiago e Neto, Sara.** *Operação e Manutenção dos Túneis Integrados na Concessão da Vialitoral, na Ilha da Madeira.* [Online] [Citação: 12 de 08 de 2013.] [www.crp.pt/docs/A45S144-152\\_Art\\_T6b\\_7CRP\\_2013.pdf](http://www.crp.pt/docs/A45S144-152_Art_T6b_7CRP_2013.pdf).
2. **Mendonça, Tiago, et al.** *Operação e Manutenção dos Túneis Integrados na Concessão da Vialitoral, na Ilha da Madeira.* [Online] [Citação: 12 de 08 de 2013.] [www.crp.pt/docs/A45S144-150\\_Art\\_T6b\\_7CRP\\_2013.pdf](http://www.crp.pt/docs/A45S144-150_Art_T6b_7CRP_2013.pdf).
3. **Appleton, Júlio.** *Construções em Betão – Nota Histórica Sobre a Sua Evolução.* [Online] [Citação: 09 de Setembro de 2012.] <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf>.
4. **Coutinho, Sousa.** *Fabrico e Propriedades do Betão Volume I.* s.l. : LNEC, 2006.
5. **Hewlett, Peter.** *Lea's Chemistry of Cement and Concrete Fourth Edition.* s.l. : Elsevier Science & Technology Books, 2004. 0750662565.
6. **Nunes, Angela.** *As Mais Recentes Inovações na Aplicação do Betão Estrutural. Primeiras Jornadas de Materiais na Construção.* [Online] 2011. [http://paginas.fe.up.pt/~jmc2011/wp-content/uploads/2011/03/Angela\\_Nunes1.pdf](http://paginas.fe.up.pt/~jmc2011/wp-content/uploads/2011/03/Angela_Nunes1.pdf).
7. **Aroso, Manuel Eduardo Lobão de Sousa.** *Durabilidade do Betões, Degradação dos Betões (causa e efeitos), Reparação e Reabilitação dos Betões, Controlo e Garantia de Qualidade dos Betões.* s.l. : Mestrado em Construções de Edifícios, FEUP, 1991.
8. **Appleton, Júlio.** *Durabilidade de Estruturas de Betão Armado e Pré- Esforçado.* Folhas de apoio às aulas de betão armado e pré-esforçado I, IST. 2007/2008.
9. **Coutinho, Joana Sousa.** *Agregados para Argamassas e Betão 1ª Parte Ciencias Materiais.* [Online] 2002. [Citação: 05 de Agosto de 2012.] [http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/CienciaDosMateriais/apontamentos/teorica\\_20022003/JSC\\_105a125.pdf](http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/CienciaDosMateriais/apontamentos/teorica_20022003/JSC_105a125.pdf).
10. **Neville, A. M.** *Properties Concrete.* Inglaterra : Person Education Limited, 2002. 0-582-23070-5.
11. **Newman, John e Choo, Ban Seng.** *Advanced Concrete Technology Constituent Materials.* s.l. : Butterworth-Heinemann, 2003. 0 7506 5103 2.
12. **Mehta, P. Kumar e Monteiro, Paulo J. M.** *Concrete Microstructure, Properties and Materials.* 2001.
13. **Coutinho, J.S.** *Melhoria da Durabilidade dos Betões por Tratamento da Cofragem,* Tese de Doutoramento, FEUP, Portugal. 1998.
14. **Lança, Pedro.** *Conservação e Reabilitação da Construção.* Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja. [Online] [Citação: 20 de 10 de 2011.] [http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Subpaginas/Conservacao%20de%20edificios\\_files/Documentos/Aulas/BA/BA%20-%20durabilidade%20e%20corrosao\\_web.pdf](http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Subpaginas/Conservacao%20de%20edificios_files/Documentos/Aulas/BA/BA%20-%20durabilidade%20e%20corrosao_web.pdf).
15. **Rincón, O.T., et al.** *Durar - Manual de Inspeccion, Evaluacion y Diagnostico de Corrosion en Estructuras de Hormigon Armado.* s.l. : CYTED, 2000. 980-296-541-3.

16. **Guedes, Nuno.** *Estradas de Portugal Detetou Problemas Estruturais em 170 Pontes e Viadutos.* TSF. [Online] 03 de 12 de 2009. [Citação: 29 de 10 de 2010.] [http://www.tsf.pt/PaginaInicial/Vida/Interior.aspx?content\\_id=1437695](http://www.tsf.pt/PaginaInicial/Vida/Interior.aspx?content_id=1437695).

17. **Santos, Bruno.** *Degradação de Pilares Ponte de Chamadouro no IP3.* Engenharia de Portugal. [Online] 11 de 27 de 2011. [Citação: 05 de 03 de 2012.] <http://www.engenhariaportugal.com/degradacao-de-pilares-ponte-de-chamadouro-no-ip3>.

18. **(CEB), Comité Euro-International du Beton.** *Durable Concrete Structures.* s.l. : Thomas Telford, 1992. 978-0-7277-3549-2.

19. **Ferreira, Miguel.** *Optimização da Vida Útil das Estruturas de Betão Armado,* 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. LNEC. [Online] 2006. [Citação: 30 de 09 de 2011.] <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/7314>.

20. **Costa, António.** *Durabilidade Estruturas de Betão. Reabilitação e Reforço de Estruturas,* IST. [Online] [Citação: 02 de 03 de 2011.] [www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/RREst/modulo3.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/RREst/modulo3.pdf).

21. **Normalização, Comité Europeu de.** *NP EN 1990 Eurocódigo: Bases para o Projecto de Estruturas.* 2002.

22. **Costa, Antonio.** *Durabilidade de Estruturas de Betão Armado em Ambiente Marinho,* Tese de Doutoramento, IST. 1997.

23. **Coutinho, A. de Sousa e Gonçalves, Arlindo.** *Fabrico e Propriedades do Betão Volume III.* Lisboa : LNEC, 1994. 972-49-1645-6.

24. **Neville, Adam e Brooks, J.J.** *Concrete Technology.* s.l. : Pearson, 2010. 978-0-273-73219-8.

25. **Neville, Adam.** *Concrete Neville's Insights Issues.* s.l. : Thomas Telford, 2006. 0 7277 3468 7.

26. **Coutinho, A. de Sousa.** *Fabrico e Propriedades do Betão Volume II.* Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2006. 978-972-49-0326-2.

27. **Newman, John e Choo, Ban Seng.** *Advanced Concrete Technology, Concrete Properties.* s.l. : Butterworth-Heinemann, 2003. ISBN 0 7506 5104 0.

28. **Costa, Antonio e Appleton, Júlio.** *Betão Armado e Pré-Esforçado I Parte II - Materiais.* s.l. : Departamento de Engenharia Civil, IST, 2002.

29. **Simas, Marcos da Silva Lopes.** *Sistemas de proteção do betão face à carbonatação, Tese Mestrado.* s.l. : IST, 2007.

30. **Monteiro, Isabel Filipa Garcia.** *Modelação da Evolução da Carbonatação em Elementos de Betão Armado, Tese Mestrado.* s.l. : IST, 2010.

31. **Costa, António e Appleton, Júlio.** *Mecanismos de Deterioração das Estruturas de Betão Armado.* Departamento Engenharias Civil, Grupo de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, IST. 1999.

32. **Helene, Paulo e Pereira, Fernanda.** *Manual Rehabilitacion de Estructuras Hormigon Reparacion Refuerzo.* s.l. : CYTED, 2003. 85-903707-1-2.

33. **Silva, Tomás Paes de Vasconcellos Nunes da.** *Análise Técnico-Económica de Alguns Tipos de Reparação de Estruturas de Betão Armado Expostas a um Ambiente Marítimo, Tese Mestrado.* Lisboa : IST, 2007.

34. **Aguiar, José Eduardo de.** *Avaliação dos Ensaios de Durabilidade do Concreto Armado a Partir de Estruturas Duráveis*, Tese Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais. [Online] 2006.
35. **Guerra, João e Castro, José.** *Patologia do Betão Reparação e Reforço de Estruturas*, 1<sup>o</sup> edição. 2006.
36. **Ferreira, Rui Miguel.** *Avaliação de Ensaios de Durabilidade do Betão*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho. 2000.
37. **Costa, António.** *Corrosão do Aço e Deterioração do Betão*. Reabilitação e Reforço de Estruturas, IST. [Online] [Citação: 26 de 08 de 2013.] [www.civil.ist.utl.pt/~crisina/RREst/Aulas\\_Apresentacoes/Aula\\_07.1\\_Tipos\\_deterioracao.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~crisina/RREst/Aulas_Apresentacoes/Aula_07.1_Tipos_deterioracao.pdf).
38. **Jalali, Said e Torgal, Pacheco.** *Durabilidade do Betão de Acordo com a Norma NP EN 206-1:2007*. [Online] 05 de 2008. [Citação: 02 de 08 de 2011.] <http://hdl.handle.net/1822/9090>.
39. **APEB.** *Guia Para a Utilização Norma NP EN 206-1*, Especificação do Betão 4<sup>o</sup> edição. Maio 2008.
40. **NP EN 206-1**, *Betão - Parte 1: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade*. 2007.
41. **Salta, Maria, et al.** *Técnicas de Caracterização Química e Físico-Química de Materiais*. Lisboa : LNEC, 1994.
42. **Kahn, Henrique.** Difração de Raio X. [Online] [Citação: 4 de 7 de 2011.] <http://www.slideshare.net/joserabelo/difracao>.
43. **Especificação do LNEC E391**, *Determinação da Resistência à Carbonatação*. 1993.
44. **RBLH.** *Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos*. 1989.
45. **NP ENV 206**, *Betão - Comportamento, Produção, Colocação e Critérios de Conformidade*. 1993.
46. **Especificação do LNEC E378**, *Guia Para a Utilização de Ligantes Hidráulicos*. 1993.



# Anexos



## Anexo A

### Modelos para o cálculo do período de iniciação devido ao processo de carbonatação

Os modelos apresentados relacionam a profundidade atingida pelo dióxido de carbono no interior do betão num determinado período de tempo, através das propriedades de desempenho relacionadas com a movimentação destes agentes agressores nos poros existentes no betão de recobrimento.

**O primeiro modelo** tem em conta o mecanismo de transporte, difusão, do dióxido de carbono no interior do betão, devido ao seu gradiente de concentração no ambiente atmosférico, tendo a seguinte equação:

$$X = \sqrt{\frac{2 \times D \times \Delta c}{a}} \times t \times K = \sqrt{\frac{2 \times D \times \Delta c}{a}} \times t \times \left[ \sqrt{k_0 \times k_1 \times k_2} \times \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \right] \quad \text{Eq. A1}$$

Em que o primeiro termo da equação baseia-se na lei de Fick, que tendo em conta um fluxo estacionário de dióxido de carbono, permite-nos determinar a profundidade de carbonatação, X [m], ao longo do tempo, t [anos], onde:

D – é o coeficiente de difusão do dióxido de carbono através do betão carbonatado em equilíbrio com o ambiente de 65% de humidade relativa e 20<sup>o</sup>C [m<sup>2</sup>/ano];

Δc – é a diferença entre a concentração de dióxido de carbono no ambiente circundante, c, e na frente de carbonatação, c<sub>1</sub>. Assumindo que todo o dióxido carbono está consumido na frente carbonatação, ou seja, c<sub>1</sub> = 0 e Δc=c= 0,7 x10<sup>-3</sup> kg/m<sup>3</sup>, valor adotado na norma para a concentração de CO<sub>2</sub> na atmosfera, podendo ser superior em atmosferas poluídas;

a – é a quantidade de dióxido carbono necessária para dar início a carbonatação dos elementos alcalinos do betão contidos numa unidade de volume de betão, dependendo desta forma do tipo e dosagem de cimento utilizados [kg/m<sup>3</sup>];

O segundo termo é um produto de fatores que possibilitam ter em conta a influência das condições de ensaio, de exposições ambientais diferentes de 65% humidade relativa e da cura do betão, onde:

k<sub>0</sub> – é o fator de valor 3 quando as condições de ensaio são as da Especificação LNEC E 391;

k<sub>1</sub> – é o fator que permite considerar a influência da humidade relativa, com os valores da tabela 1;

$k_2$  – é o fator que tem em conta a cura do betão, assumindo o valor de 1 numa cura normalizada e 0,25 quando a cofragem é de permeabilidade controlada e de duração de 3 dias;

$t_0$  – é o período de referência, assumindo o valor de 1 ano;

$n$  – é o fator que permite ter em conta a influência dos períodos de molhagem/secagem ao longo do tempo, apresentados na tabela 1;

Tabela 1 – valores dos parâmetros  $k_1$  e  $n$

	XC1	XC2	XC3	XC4
$k_1$	1,0	0,2	0,77	0,41
$n$	0	0,183	0,02	0,085

A resistência à carbonatação de um betão pode ser medida pela seguinte grandeza:

$$R_{C65} = \frac{a}{D} \Leftrightarrow \frac{D}{a} = \frac{1}{R_{C65}} \quad \text{Eq. A2}$$

Introduzindo a equação (Eq.27) na equação (Eq.26) obtemos:

$$X = \sqrt{\frac{2 \times c \times t}{R_{C65}}} \quad \text{Eq. A3}$$

A resistência de um betão à carbonatação,  $R_{C65}$ , é obtida em laboratório seguindo a especificação do LNEC E 391, através de um ensaio acelerado, recorrendo a uma concentração muito superior a existente no ar de dióxido de carbono ( $c_{\text{acel}}=90 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$ ), de modo a alcançar no tempo  $t_1$  uma apreciável profundidade de carbonatação  $X_1$ .

$$R_{C65} = \frac{2 \times c_{\text{acel}} \times t_1}{X_1^2} \quad \text{Eq. A4}$$

O fator de resistência do betão à carbonatação é então introduzido na equação (Eq. A4):

$$X = \sqrt{\frac{2 \times 0,0007 \times t}{R_{C65}}} \times \sqrt{k_0 \times k_1 \times k_2} \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad \text{Eq. A5}$$

É através da equação (A 6) que é possível determinar o valor de  $R_{C65}$  a exigir ao betão, nas diferentes classes de exposição e a especificar no projeto para que no fim do período de iniciação  $t_i$  a profundidade de carbonatação seja no máximo igual ao recobrimento,  $R$  (mm):

$$R_{C65} = \frac{1,4 \times 10^3 \times t_i}{R^2} k_0 \times k_1 \times k_2 \times \left( \frac{t_0}{t_i} \right)^{2n} \quad \text{Eq. A6}$$

Reorganizando a equação (A6) é possível determinar o período de iniciação,  $t_i$ :

$$t_i = \left[ \frac{R_{C65} \times R^2}{1,4 \times 10^3 \times k_0 \times k_1 \times k_2 \times t_0^{2n}} \right]^{\frac{1}{1-2n}} \quad \text{Eq. A7}$$

**O segundo modelo proposto na norma**, resulta da existência de uma correlação entre os valores do coeficiente de difusão do ar e o coeficiente de permeabilidade do ar no betão (em que força motriz é o gradiente de pressão). Daqui resulta a seguinte equação (A8) que relaciona a profundidade de carbonatação,  $X$  [mm], no tempo,  $t$  [anos].

$$X = \frac{a \times k^{0,4} \times t^p}{c^{0,5}} \times k_2 \quad \text{Eq. A8}$$

$$k = k_{60} \times m \quad \text{Eq. A9}$$

$$k_{60} = \frac{R^{2,5} \times c^{1,25}}{(a \times k_2)^{2,5} \times t_i^{2,5 \times p} \times m} \quad \text{Eq. A10}$$

$a$  – fator de valor 150;

$k$  - é o coeficiente de permeabilidade ao ar do betão de recobrimento [ em  $10^{-16} \text{ m}^2$ ] em consonância com as condições de humidade da exposição ambiental;

$p$  – é um expoente que depende da humidade relativa do betão e por consequência da exposição ambiental. O valor encontra-se na tabela 2;

$k_2$  - é o fator que tem em conta a cura do betão, assumindo o valor de 1 numa cura normalizada e 0,25 quando a cofragem é de permeabilidade controlada e de duração de 3 dias;

$m$  - é um expoente que depende da humidade relativa do betão e por consequência da exposição ambiental. O valor encontra-se na tabela 2;

$c$  - é o teor de oxido de cálcico da matriz de cimento hidratado do betão, dependente do tipo de cimento utilizado e da classe exposição [ $\text{kg/m}^3$ ]. O valor encontra-se na tabela 2;

A equação (A10) permiti-nos determinar o coeficiente de permeabilidade ao ar do betão,  $k_{60}$ , de modo a que o recobrimento,  $R$  (mm), seja alcançado pela frente de carbonatação no fim do período de iniciação,  $t_i$  [anos].

Tabela 2 – Valores dos parâmetros  $m$ ,  $c$  e  $p$  para o cálculo de  $k_{60}$

HR (%)	$m$	$p$	$c$ ( $\text{kg/m}^3$ )		
			CEM I	CEMII/III	CEM IV/V
60	1,0	0,51	460	350	230
65	0,737	0,5	460	350	230
70	0,534	0,48	460	350	230
75	0,382	0,45	470	358	235
80	0,256	0,42	485	365	240
85	0,184	0,37	510	388	253
90	0,117	0,32	535	410	265
95	0,057	0,25	570	430	285
100	0	0,19	615	470	310

### Modelo para o cálculo do período de iniciação devido aos cloretos

A entrada dos iões de cloro no betão é feita através da rede porosa, por processos de convecção, difusão ou migração.

O modelo de cálculo do período de iniciação foi baseado inicialmente na integração da 2<sup>a</sup> lei de Fick da difusão como é evidenciado na equação (A11). Para se dar início à despassivação das armaduras é necessária uma concentração crítica,  $C_r$ , de iões de cloretos próximo das armaduras (profundidade ( $X$ ) = recobrimento). É admitido que a concentração inicial de iões de cloreto no betão é nula ( $C_i=0$ ), em caso contrário esse valor deve ser subtraído ao valor de  $C_s$  e  $C_r$ . Os valores de  $C_r$  (% em massa de cimento) estão expressos na tabela 3.

$$C(x,t) = C_s \times \left( 1 - \text{erf} \times \frac{X}{2\sqrt{D \times t}} \right) \quad \text{Eq. A11}$$

$C(X,t)$  – é a concentração de íões cloretos, em % massa de ligante, à profundidade  $X[m]$  e num determinado período de tempo  $t[anos]$ ;

$C_s$  – concentração de íões de cloreto, em % massa de ligante, na superfície do betão ( $X=0$ ) para um período de tempo inicial ( $t=0$ );

$D$  – é o coeficiente de difusão dos cloretos do betão [ $m^2/s$ ];

$erf$  – é a função erro, apresentada no anexo E da presente norma;

Para o cálculo da concentração de íões de cloreto na superfície do betão,  $C_s$ , recorremos a seguinte equação:

$$C_s = C_b \times k_{a/c} \times k_{vert} \times k_{hor} \times k_{temp} \quad \text{Eq. A12}$$

$C_b$  – tem o valor de 3,0% nas classes XS2 e XS3 e de 2,0% na classe XS1. Este fator tem em conta o nível de cloretos (21g/l) e a temperatura ( $16 \pm 2$  °C) da água do mar em Portugal;

$k_{a/c} = 2,5 \times (a/c)$ , em que  $(a/c)$  é a razão água cimento;

$k_{vert}$  e  $k_{hor}$  – fatores que dependem da classe de exposição e da distância a linha da costa, apresentados na tabela 4;

$k_{temp}$  – fator dependente da temperatura do betão, apresentado na tabela 5;

O coeficiente de difusão dos cloretos do betão,  $D$ , é expresso pela equação (A13), e o seu valor vai diminuindo ao longo do período de exposição.

$$D_a(t) = k_{D,c} \times k_{D,RH} \times k_{D,T} \times \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \times D_0 \quad \text{Eq. A13}$$

$k_{D,c}$  – fator que considera a influência das condições de cura do betão, expresso na tabela 6;

$k_{D,RH}$  – fator que considera a influência da humidade relativa do ambiente, expresso na tabela 6;

$k_{D,T}$  – fator que considera a influência da temperatura, expresso na tabela 6;

$D_0$  – é o coeficiente de difusão potencial [ $m^2/s$ ], determinado em laboratório pela norma do LNEC E463, com o betão na idade de referência  $t_0=28$  dias;

Reorganizando a equação (A11) e acrescentando à mesma a equação (A13), podemos assim determinar o tempo de iniciação devido ação dos iões de cloretos.

$$t_i = \left[ \left( \frac{2}{X} \times \operatorname{erf}^{-1} \times \left( 1 - \frac{C_R - C_i}{C_S - C_i} \right) \right)^{-2} \times \frac{1}{k_{D,c} \times k_{D,RH} \times k_{D,T} \times D_0 \times t_0^n} \right]^{\frac{1}{1-n}} \quad \text{Eq. A14}$$

**Tabela 3 – Concentração dos cloretos,  $C_R$  (% em massa do cimento)**

Água/cimento	XS1;XS2	XS3
$a/c \leq 0,30$	0,6	0,5
$0,30 \leq a/c \leq 0,40$	0,5	0,4
$a/c > 0,40$	0,4	0,3

**Tabela 4 – Valores dos parâmetros  $k_{vert}$  e  $k_{hor}$  para o cálculo  $C_s$**

Classes de exposição		$k_{vert}$
XS1		0,7
XS2	a 1 m de profundidade	1,0
	a 24 m de profundidade*	1,4
XS3		1,0
Distância a linha da costa*		$K_{hor}$
0		1
1 Km		0,6

**Nota:** Admitem-se variações lineares entre os limites de distância à linha da costa, em zonas planas e relativamente baixas e nos vales dos rios. Nas ilhas da Madeira e Açores pode ser duplicada.

**Tabela 5 – Valor do parâmetro  $k_{temp}$  para o cálculo de  $C_s$**

0 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C	35 °C
2,2	1,5	1,2	1,0	0,8	0,7	0,6

Tabela 6 – Valores dos parâmetros  $k_{D,c}$ ,  $k_{D,RH}$ ,  $k_{D,T}$  e  $n$  para o cálculo de  $D_a(t)$ 

Número de dias de cura	$k_{D,c}$	
Normalizada	2,4	
Em contacto com água	0,75	
Cofragem de permeabilidade controlada e 3 dias de cura húmida	1,0	
Classes de exposição	$k_{D,RH}$	
XS1	0,4	
XS2	1,0	
XS3	1,0	
Temperatura do betão ( $^{\circ}\text{C}$ )	$k_{D,T}$	
30 $^{\circ}\text{C}$	1,5	
25 $^{\circ}\text{C}$	1,2	
20 $^{\circ}\text{C}$	1,0	
15 $^{\circ}\text{C}$	0,8	
10 $^{\circ}\text{C}$	0,75	
0 $^{\circ}\text{C}$	0,4	
Classes de exposição	n	
	CEM I/II	CEM III/IV/V
XS1	0,55	0,65
XS2	0,45	0,55
XS3	0,55	0,65

**Nota:** Excepto CEM II-W, II-T, II/B-L e II/B-LL

### **Modelação do período de propagação**

Para estimar o período de propagação,  $t_p$ , a especificação recorre a dois possíveis fatores, à taxa de corrosão das armaduras que originam a fendilhação do betão ou através da intensidade da corrente electroquímica de corrosão que origina um certo estado de corrosão nas armaduras. Recentemente também tem sido utilizado o fator da resistividade do betão para estimativa do período de propagação.

A norma recorre a um modelo com base na intensidade da corrente electroquímica para estimar os períodos de propagação mínimos, e também o estado limite de utilização. Através da estimativa dos períodos de propagação mínima é possível maximizar o período de iniciação e determinar as propriedades de desempenho do betão tendo em conta o referido período.

O modelo baseia-se nos seguintes fatores:

- Na lei de Faraday para a determinação da redução de raio da armadura, através da seguinte equação:

$$x = 0.0115 \times I_{corr} \times t_p \quad \text{Eq. A15}$$

$x$  – redução de raio da armadura [mm];

$I_{corr}$  – intensidade da corrente proveniente da reação de corrosão [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ];

$t_p$  – tempo de propagação da reação de corrosão [anos];

A equação (A15) pode ser transformada de forma a obter a redução de raio de armadura, numa taxa de redução,  $x/t_p$  [ $\mu\text{m}/\text{ano}$ ]:

$$\frac{x}{t_p} = 11,5 \times I_{corr} \quad \text{Eq. A16}$$

- Na seguinte equação que permite determinar a redução de raio da armadura,  $x$  [mm], que da origem ao início da fendilhação:

$$x = 10^{-3} \times (74,5 + 7,3 \frac{R}{\phi_0 - 17,4 f_{cd}}) \quad \text{Eq. A17}$$

$R$  – recobrimento [mm];

$f_{cd}$  – é a resistência à compressão diametral do betão, com valor 2 a 2,5 Mpa nos betões para a carbonatação e 3 e 4 MPa nos betões para os cloretos;

$\phi_0$  – diâmetro inicial das armaduras passivas [mm];

- No seguinte fator que tem em conta a origem da corrosão por efeito da carbonatação ou cloretos:

$$x \times \alpha = \phi_0 - \phi \quad \text{ou} \quad x \times \left( \frac{\alpha}{2} \right) = r_0 - r \quad \text{Eq. A18}$$

O  $\alpha$  assume os seguintes valores:  $\alpha = 2$  no caso de ser por carbonatação (processo uniforme) e  $\alpha=10$  no caso de ser por cloretos (picadas);

Através das equações anteriores pode-se voltar a rescrever a equação que permite determinar o período de propagação,  $t_p$ , da seguinte forma:

$$t_p = \frac{k \times \phi_0}{(1,15 \times \alpha \times I_{corr})} \quad \text{Eq. A19}$$

O  $k$  é apresentado em percentagem e corresponde a redução relativa do raio das armaduras, podendo ser obtido através da seguinte equação:

$$k = \frac{0,2 \times \left( \frac{74,5 + 7,3 \times R}{\phi_0 - 17,4 f_{cd}} \right)}{\phi_0} \quad \text{Eq. A20}$$

Os valores de  $k$  são aprestados no anexo E da presente especificação. Os níveis de corrosão e as classes de exposição de acordo com os níveis de corrosão das armaduras encontram – se na tabela 7 e 8.

**Tabela 7 – Níveis de corrosão**

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

**Tabela 8 – Classes de exposição e níveis de corrosão das armaduras**

XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3
Despr.	Baixo	Despr.	Baixo/ Moder.	Moder.	Despr.	Elevado

**Eurocódigo 2 – 1992-1-1**

O eurocódigo 2 apresenta na secção 4 alguns aspetos relacionados com a durabilidade. Um desses aspetos prende-se com o recobrimento das armaduras.

O recobrimento apresentar nos desenhos de projeto é designado por recobrimento nominal,  $C_{nom}$ , sendo este definido pelo recobrimento mínimo,  $C_{min}$ , e uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução,  $\Delta C_{dev}$  (10 mm segundo a NP ENV 13670-1), como é demonstrado na seguinte equação:

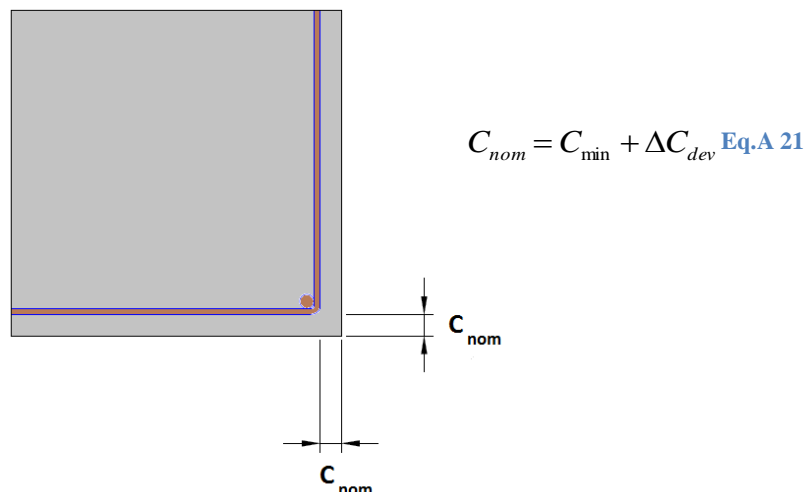


Figura 61 – Ilustração do recobrimento nominal,  $C_{nom}$

O recobrimento mínimo deve garantir:

- Uma proteção às armaduras contra o processo de corrosão;
- Uma transmissão de forças entre as armaduras e o betão (aderência);
- Uma determinada resistência ao fogo;

O recobrimento mínimo,  $C_{min}$ , é obtido através da formulação seguinte:

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b}; C_{min,dur} + C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10mm \} \quad \text{Eq.A 22}$$

$C_{min}$  – recobrimento mínimo para garantir a aderência;

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

$C_{min,\gamma}$  – margem de segurança adicional (valor recomendado de 0 mm);

$C_{min,st}$  – redução do recobrimento no caso de utilização de aço inoxidável (no caso de aço inox austenítico ou austenítico-ferrítico, o valor deve ser de 10 mm);

$C_{min,add}$  – redução do recobrimento no caso de recurso a proteções adicionais (no caso de existência de proteção superficial do betão ou revestimento das armaduras com epóxi, o valor deve ser de 5 mm);

Importa referir que o  $C_{\min,dur}$  tem em consideração as várias classes de exposição e classes estruturais (S1 á S6). A classe estrutural recomendada é a S4 que corresponde a um período de vida útil de projeto de 50 anos. Na tabela 9 é apresentado valores do recobrimento mínimo,  $C_{\min,dur}$ , de acordo com as classes estruturais.

As 6 classes estruturais englobam os seguintes aspetos (20):

- Período de vida útil;
- Classe de resistência;
- Forma estrutural;
- Controlo qualidade de produção do betão;

Tabela 9 – Recobrimentos mínimos  $c_{\min,dur}$  (mm)

Classe estrutural	XC1	XC2/XC3	XC4	XS1	XS2	XS3
Betão armado						
1	10	10	15	20	25	30
2	10	15	20	25	30	35
3	10	20	25	30	35	40
4	15	25	30	35	40	45
5	20	30	35	40	45	50
6	25	35	40	45	50	55
Betão pré-esforçado						
1	15	20	25	30	35	40
2	15	25	30	35	40	45
3	20	30	35	40	45	50
4	25	35	40	45	50	55
5	30	40	45	50	55	60
6	35	45	50	55	60	65

Tabela 10 - Valores limite para a composição e determinadas propriedades do betão para uma vida útil de 50 anos

Tipo de Cimento (1)	Classes de exposição	Recobrimento nominal mínimo (mm)	Dosagem de cimento mínima (kg/m <sup>3</sup> )	Razão A/C máxima	Classe de resistência mínima	
					Betão Normal	Betão Leve
--	X0	--	--	--	C12/15	--
CEM I; CEM II/A (2)	XC1	25	240	0,65	C25/30	LC25/28
	XC2	35				
	XC3	35	280	0,60	C30/37	LC30/33
	XC4	40				
	XS1/XD1 <sup>(4)</sup>	45	360	0,45	C40/50	LC40/44
	XS2/XD2 <sup>(4)</sup>	50				
	XS3/XD3 <sup>(4)</sup>	55	380	0,40	C50/60	LC50/55
	XF1	--	280	0,60	C30/37	LC30/33
	XF2 <sup>(5)</sup>			0,55		
	XA1 <sup>(4)</sup>	--	340	0,50	C35/45	LC35/38
	XA2 <sup>(4)</sup>		360	0,45	C40/50	LC40/44
	XA3 <sup>(4)</sup>		380			
CEM II/B <sup>(2)</sup> ; CEM III/A <sup>(3)</sup> ; CEM IV <sup>(3)</sup> ; CEM V/A <sup>(3)</sup>	XC1	25	260	0,65	C25/30	LC25/28
	XC2	35				
	XC3	35	300	0,55	C30/37	LC30/33
	XC4	40				
	XF1	--	300	0,55	C30/37	LC30/33
	XF2 <sup>(5)</sup>			0,50		
CEM IV/A; CEM IV/B; CEM III/B; CEM V; CEM II/B <sup>(4)</sup> ; CEM II/A-D	XS1/XD1	45	320	0,55	C30/37	LC30/33
	XS2/XD2	50				
	XS3/XD3	55	340	0,45	C35/45	LC35/38
	XA1	--	320	0,55	C30/37	LC30/33
	XA2		340	0,50	C35/45	LC35/38
	XA3		360	0,45		

(1) De acordo com a especificação E 464, em vez dos cimentos indicados, podem ser utilizadas misturas, obtidas pela junção de um cimento do tipo CEM I ou CEM II/A com adições, cuja a composição resultante seja equivalente à de um cimentos indicados.

(2) Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respectivamente.

(3) Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland, em massa.

(4) Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL.

(5) Teor mínimo de ar de 4%.

Para uma vida útil de 100 anos, o quadro anterior deverá sofrer as seguintes alterações (20):

- Nas classes de exposição ambiental XC, XD e XS, o recobrimento nominal é aumentado de 10 mm.

Nas classes de exposição ambiental XF e XA, a razão A/C é diminuída de 0,5, a dosagem de cimento é aumentada de 20 kg/m<sup>3</sup> e classe de resistência é aumentada de 2 classes.



## Anexo B

Neste anexo expõem-se alguns quadros referentes a regulamentação que se encontrava em vigor aquando da realização do projeto dos túneis da Encumeada e da Cruz Vermelha.

- **Referente ao RBLH (Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos)**

No artigo 6º do RBLH encontram-se definidos as classes de betão do tipo BD (betão que é caracterizado pela durabilidade em meios ambientes agressivos), que são descritas em seguida:

- **Classes 1:** betão que é caracterizado pela durabilidade quando em contato com águas de elevada agressividade química;
- **Classes 2:** betão que é caracterizado pela durabilidade quando em contato com águas de moderada agressividade química;
- **Classes 3:** betão que é caracterizado pela durabilidade quando exposto em ambientes em que a temperatura pode atingir, com frequência, valores inferiores a 5<sup>o</sup> C.

Para uma melhor compreensão do tipo de agressividade química das águas deve-se consultar o quadro B1.

**Quadro B 1 - Definição da agressividade química das águas em contato com o betão (44)**

Agressividade química da água	Valor da agressividade para o carbonato de cálcio expresso apenas em $CaCO_3$ (mg/dm <sup>3</sup> )	Teor em iões agressivos (a) (mg/dm <sup>3</sup> )
Elevada .....	≥ 25 (água não incrustante)	-
	> 0 < 25 (água não incrustante)	≥ 300
Moderada .....	> 0 < 25 (água não incrustante)	< 300
	= 0 (água em equilíbrio)	≥ 300
	< 0 (água incrustante)	

(a) Soma dos teores em iões  $SO_4^{2-}$ ,  $S^{2-}$ ,  $NH_4$  e  $Mg^{2+}$ .

Os componentes do betão (ligante, agregados, água e adjuvantes) no seu conjunto, não devem possuir determinadas quantidades de substâncias prejudiciais (halogenetos, sulfuretos, álcalis e sulfatos) ao betão e as armaduras. Os valores máximos permitidos encontram-se no quadro B2.

**Quadro B 2 - Quantidades máximas de halogenetos, sulfuretos, sulfatos e álcalis admissíveis no conjunto os componentes (incluindo o ligante)(44)**

(Porcentagens referidas à massa de ligante)					
Betão	Cimento	Halogenetos (expressos em Cl <sup>-</sup> )	Sulfuretos (expressos em S)	Sulfatos (expressos em SO <sub>3</sub> )	Álcalis (expressos em Na <sub>2</sub> O)
Simples .....	<i>Portland</i> normal .....	-	0,2	3,5	0,6
	<i>Portland</i> de ferro .....		2,0		
	<i>Portland</i> composto .....			0,5	
	Alto-forno 60/80 .....				
	<i>Pozolânico</i> .....			5,0	-
	<i>Portland</i> e pozolana .....				
	Natural .....				
Armado e pré-esforçado pós-tensionado ..	<i>Portland</i> normal .....	1,3	0,2	3,5	0,6
	<i>Portland</i> de ferro .....	2,0	2,0		
	<i>Portland</i> composto .....			1,3	0,2
	Alto-forno 60/80 .....				
	<i>Pozolânico</i> .....			5,0	-
	<i>Portland</i> e pozolana .....				
Armado sujeito a fadiga e pré-esforçado pré-tensionado (e ainda caldas e argamasas para injeção de bainhas de armaduras de betão pré-esforçado e pós-tensionado).	<i>Portland</i> normal .....	0,0	0,0	3,5	0,6
	<i>Portland</i> de ferro .....				
	<i>Portland</i> composto .....				
	Alto-forno 60/80 .....				
	<i>Pozolânico</i> .....				
	<i>Portland</i> e pozolana .....				

- **Referente a ENV 206:1993** (Betão – comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade)

**Quadro B 3 - Classes de exposição relacionadas com as condições ambientais (46)**

Classes de exposição		Exemplo de condições ambientais
1 (ambiente seco)		- interior de habitações ou de escritórios (1)
2 (ambiente húmido)	a (sem gelo)	- interior de edifícios onde a humidade é elevada (p.ex. lavandarias) - elementos exteriores - elementos em águas ou solos não agressivos
	b (com gelo)	- elementos exteriores sujeitos ao gelo - elementos em água ou solos não agressivos e expostos ao gelo - elementos interiores onde a humidade é elevada e expostos ao gelo
3 (ambiente húmido com gelo e produtos descongelantes)		- elementos interiores e exteriores expostos ao gelo e a produtos descongelantes
4 (ambiente marítimo)	a (sem gelo)	- elementos completa ou parcialmente submersos na água do mar ou sujeitos aos efeitos da rebentação - elementos em ar saturado de sais (área costeira)
	b (com gelo)	- elementos parcialmente submersos na água do mar ou sujeitos aos efeitos da rebentação e expostos ao gelo
As classes seguintes podem ocorrer isoladas ou em combinação com as classes acima mencionadas		
5 (ambiente quimicamente agressivo) (2)	a	- ambiente químico ligeiramente agressivo (gás, líquido ou sólido) - atmosfera industrial agressiva
	b	- ambiente químico moderadamente agressivo (gás, líquido ou sólido)
	c	- ambiente químico altamente agressivo (gás, líquidos ou sólido)
<p>(1) Esta classe de exposição só é válida desde que, durante a construção, a estrutura ou alguns dos seus elementos, não esteja exposto a condições mais severas durante um período prolongado de tempo.</p> <p>(2) Os ambientes quimicamente agressivos estão classificados na ISO 9690. Podem ser utilizadas as condições equivalentes de exposição que a seguir se indicam:</p> <p style="text-align: center;">Classe de exposição 5a: classificação ISO A1G, A1L, AIS</p> <p style="text-align: center;">Classe de exposição 5b: classificação ISO A2G, A1L, A2S</p> <p style="text-align: center;">Classe de exposição 5c: classificação ISO A3G, A1L, A3S</p>		

Quadro B 4 – Requisitos de durabilidade relacionados com a exposição ambiental (45)

Requisitos	Classes de exposição de acordo com o Quadro 2								
	1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c (1)
razão A/C máxima para (2) - betão simples - betão armado - betão pré-esforçado	- 0.65 0.60	0.70 0.60 0.60	0.55	0.50	0.55	0.50	0.55	0.50	0.45
dosagem mínima de cimento (2), em Kg/m <sup>3</sup> , para: - betão simples - betão armado - betão pré-esforçado	150 260 300	200 280 300	200 280 300	300	300	300	200 280 300	300	300
teor mínimo de ar no betão fresco, em %, para a máxima dimensão do inerte de (3) - 32 mm - 16 mm - 8 mm			(4) 4 5 6	(4) 4 5 6		(4) 4 5 6			
inertes resistentes ao gelo (6)	-	-	sim	sim	-	sim	-	-	-
betão impermeável segundo 7.3.1.5 <sup>*1</sup>	-	-	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
Tipos de cimento para betão simples e armado	De acordo com a EN 197 - Partes 1 e 2 (proj. Junho 88) (*)						cimento resistente aos sulfatos (5) para teores de sulfato > 500 mg/Kg na água > 3000 mg/Kg no solo		
	Estes valores da razão A/C e da dosagem de cimento respeitam a cimentos sobre os quais existe uma larga experiência em vários países. Contudo, na altura da redacção desta Pré-norma, a experiência de utilização de certos cimentos normalizados na EN 197 é limitada às condições climatéricas locais nalguns países. Assim durante a vigência desta pré-norma, particularmente para as classes de exposição 2b, 3 e 4b, na escolha de tipo de cimento e na sua composição convém seguir as normas nacionais, ou regulamentações em vigor no local de aplicação do betão (*). Em alternativa, a aplicabilidade dos cimentos pode compor-se por ensaios em betão sujeito às condições de utilização previstas (*). Refira-se ainda que o cimento CE I pode geralmente ser utilizado no betão pré-esforçado. Podem ser utilizados outros tipos de cimento se existir experiência e a sua aplicação for permitida pelas normas nacionais ou regulamentações em vigor no local de aplicação do betão (*).								
<p>(1) Além disso o betão deve estar protegido do contacto directo com o meio agressivo por um revestimento, a não ser nos casos particulares em que tal protecção for considerada desnecessária.</p> <p>(2) A dosagem mínima de cimento e a razão A/C máxima estabelecidas nesta Pré-norma só se referem aos cimentos listados em 4.1. Quando se adicionam à composição pozolanas ou adições hidráulicas latentes, as normas nacionais ou regulamentações em vigor no local de aplicação do betão (*) poderão estabelecer modificações dos valores mínimo e máximo.</p> <p>(3) Com o factor de espaçamento do ar introduzido no sistema de vazios &lt; 0.20 mm medido no betão endurecido.</p> <p>(4) Nos casos em que o grau de saturação é elevado durante períodos de tempo prolongados. Podem-se aplicar outros valores ou outras medidas se o betão for ensaiado e se verificar que tem resistência ao gelo adequada de acordo com as normas nacionais ou regulamentações em vigor no local de aplicação do betão (*).</p> <p>(5) A resistência do cimento aos sulfatos deve ser determinada com base nas normas nacionais ou regulamentações em vigor no local de aplicação do betão (*).</p> <p>(6) A verificar segundo as normas nacionais ou regulamentações em vigor no local de aplicação do betão (*).</p> <p>(*) Ver Anexo NA (Anexo Nacional) (ENV 206)</p>									

\*<sub>1</sub> Ensaio de Permeabilidade

Quadro B 5 – Teor máximo de cloretos no betão

Betão	Cl- por massa de cimento
Betão Simples	1%
Betão armado	0,4%
Betão pré-esforçado	0,2%

- **Referente a Especificação do LNEC E378:1993** (Guia para utilização de ligantes hidráulicos)

Apresentam-se nos quadros B6 a B8 as classes de exposição referentes a carbonatação, cloretos, agressividade química e o gelo/degelo. Nos quadros B9 e B10 são apresentados alguns requisitos de durabilidade referentes as ações expostas nos quadros B6 a B8.

**Quadro B 6 - Classes de exposição ambiental relacionados com a deterioração do betão por corrosão das armaduras (46)**

<i>Ação de</i>	<i>Classes de exposição</i>	<i>Descrição dos ambientes</i>
<i>Carbonatação</i>	<i>EC1</i>	<i>ambientes secos (raramente húmidos) com HR &lt; 45%, como no interior de estruturas em ambiente seco;</i>
	<i>EC2</i>	<i>ambientes húmidos (raramente secos) com HR &gt; 85%, como em partes de estruturas de retenção de água ou em fundações;</i>
	<i>EC3</i>	<i>ambientes com humidade moderada (45% &lt; HR &lt; 85%), como o betão protegido das chuvas e não sujeito a condensação;</i>
	<i>EC4</i>	<i>ambientes com ciclos de molhagem/secagem, como o betão em contacto com água (da chuva, por exemplo) ou sujeito a condensação.</i>
<i>Cloretos</i>	<i>ECI 1</i>	<i>ambientes das zonas costeiras marítimas (até cerca de 1 Km da linha da costa nas zonas de falésia, ou até alguns quilómetros em costas marítimas baixas ou ao longo dos rios, junto à foz) ou resultante da utilização de sais à base de cloretos; em geral o transporte dos iões cloreto para o interior do betão de recobrimento faz-se por difusão;</i>
	<i>ECI 2</i>	<i>zonas imersas de estruturas portuárias, em que o transporte dos iões se faz preferencialmente por difusão e por diferença e por pressão</i>
	<i>ECI 3</i>	<i>ambientes nas zonas de maré ( ou em zonas microclimáticas das estruturas onde a acção do vento as molhe ou humedeça frequentemente) ou resultante do uso frequente de sais à base de cloretos, em que o transporte dos iões se faz preferencialmente por difusão e por sucção capilar.</i>

Quadro B 7 - Classes de exposição ambiental relacionados com a agressividade química (46)

Classes de exposição	EQ1	EQ2	EQ3	Documentos normativos
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> na água (mg/l)	200 - 600	600 - 3000	3000 - 6000	NP 413
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> total no solo (mg/Kg)	2000 - 3000	3000 - 12000	12000 - 24000	LNEC E 202
pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	4,5 - 4,0	NP 411
CO <sub>2</sub> agressivo na água expresso em carbonato de cálcio (mg/l)	35 - 90	91 - 200	> 200	NP 1416
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	15 - 30	30 - 60	60 - 100	NP 730
Mg <sup>++</sup> na água (mg/l)	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000	NP 507

Quadro B 8 - Classes de exposição ambiental relacionados com a ação gelo/degelo (46)

Ação do	Classe de exposição	Descrição
Gelo/degelo	EG1	ambiente em que poucos (ou nenhuns) ciclos de gelo/degelo ocorrem e em que a temperatura média do mês mais frio, em vários anos, é superior a -5 °C, mas sem aplicação de sais descongelantes;
	EG2	idem, com aplicação de sais descongelantes, nomeadamente à base de cloretos.

Quadro B 9 – Dosagens de ligante, razões água/ligante e classes de resistência do betão, em função das classes de exposição ambiental (46)

Fatores de corrosão das armaduras	Carbonatação				Ação dos cloretos		
	EC1	EC2	EC3	EC4	EC1 1	EC1 2	EC1 3
Mínima dosagem de ligante C <sub>32</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	280	280	300	300	340	320	360
Máxima razão A/C	0,65	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,40
Classe de resistência mínima do betão	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 25/30	C 32/40	C 30/37	C 35/45
Recobrimento mínimo da armadura (mm)	20	25			40	50	

**Quadro B 10 – Dosagens de ligante, razões água/ligante e classes de resistência do betão, em função das classes de exposição ambiental (46)**

Fatores de corrosão	Ação de gelo/degelo		Ação de ambientes quimicamente agressivos		
	EG1	EG2	EQ1	EQ2	EQ3
Classes de exposição ambiental					
Mínima dosagem de ligante C <sub>32</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	300	340	340	360	380
Máxima razão A/C	0,50	0,45	0,45	0,45	0,40
Classe de Resistência mínima do betão	C 28/35	C 32/40	C 32/40	C 35/45	C 40/45



## Anexo C

Neste anexo apresenta-se a quantificação completa das fases dos minerais (através do software TOPAS ®) presentes nas carotes em análise, ao longo dos túneis (Encumeada e Cruz Vermelha) e em profundidade numa carote (ambos os túneis). Nos minerais presentes no cimento, o aluminato tricálcico é apresentando na forma cristalina cubica (C3A c.) e na forma ortorrômbica (C3A o.). Em termos dos minerais presentes nos agregados, alguns foram organizados por famílias, como as plagióclases (Albite, Labradorite e a Anortite), piroxenas (Augite e Diópsido), olivinas (Forsterite e Olivina) e o quartzo (Quartzo e Tridimita).

- Túnel da Encumeada**

**Quadro C 1 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)**

		Valores (%)				
		T.E. 2 (2,5;3,5) cm	T.E. 2 (5,5;6,5) cm	T.E. 3 (1,5;2,5) cm	T.E. 3 (5,5;6,5) cm	
Minerais presentes no cimento	C3S	8,14	0,89	4,04	2,75	
	C2S	1,7	5,57	1,39	2,06	
	C3A c.	1,08	1,31	0,67	0,54	
	C3A o.	0,07	0,19	0,56	0,83	
	C2Fe2	1,7	0	0,01	0	
	Lime	0,28	0,26	0,34	0,31	
	Periclase	0	0,11	0	0,67	
	Arcanite	3,14	3,22	1,33	2,31	
	Gesso	0,84	0,93	0,54	0,63	
	Bassanite B.	0,23	1	0,68	1,24	
	Anidrita	0,16	0	0	0,04	
	Calcite	0,06	0	0,21	0,37	
	Portlandite	0,64	0,8	2,66	1,6	
	Aphthitalite	2,16	2,77	0,44	0,99	
	Ettringite	0,27	0,02	0,08	0,76	
	Nepheline	2,54	0,38	0,07	1,43	
	Minerais presentes nos agregados	Plagióclases	64,17	70,01	48,42	45,98
Piroxenas		3,21	6,47	26,09	26,01	
Olivinas		3,82	4,58	8,92	9,13	
Hematite		0,39	0,41	0,07	0,17	
Magnetite		0,13	0,11	0,2	0,24	
Goethite		0,06	0,1	0,2	0,14	
Quartzo		5,01	0,15	2,74	1,73	
Maghemite	0,22	0,19	0,35	0		
Total (%)	Cimento	20,47	17,07	12,95	15,1	
	Agregados	79,55	82,4	87,06	84,83	

Quadro C 2 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

	Valores (%)					
	T.E. 6 (1,5;2,5) cm	T.E. 6 (2,5;3,5) cm	T.E. 8 Carbonatado	T.E. 9 Não Carbonatado	T.E. 9 Não Carbonatado	
C3S	1,94	4,94	3,55	5,07	3,34	Minerais presentes no cimento
C2S	0,38	1,7	0,44	1,89	0,02	
C3A c.	0,29	0,01	0,34	1,17	0,79	
C3A o.	1,84	1,13	4,77	0,54	0,89	
C2Fe2	0	0	0,62	0,02	0,01	
Lime	0,22	0,24	0,04	0,29	0,24	
Periclase	1,59	0,45	0,33	0,26	0,13	
Arcanite	2,11	1,25	0,02	0,92	0,49	
Gesso	0,28	0,54	0,24	0,38	0,3	
Bassanite B.	0,59	0,21	0,09	0,26	0,26	
Anhydrite	0,14	0,03	0	0	0,02	
Calcite	13,02	15,31	10,61	0,85	4,45	
Portlandite	0,25	0,23	0,13	0,69	0,29	
Aphthitalite	0,89	0,11	0,14	0,6	0,37	
Ettringite	0,45	0,17	0,04	0,34	0,07	
Nepheline	0,79	1,12	3,46	0,66	0,08	Minerais presentes nos agregados
Plagioclasses	41,79	42,8	47,69	47,27	47,45	
Piroxenas	19,18	22,86	19,11	27,43	28,54	
Olivinas	10,27	4,1	7,36	9,31	9,32	
Hematite	0,41	0,55	0,37	0,45	0,78	
Magnetite	0,15	0,27	0,22	0,23	0,36	
Goethite	0,12	0,12	0,08	0,1	0,14	
Quartzo	3,06	1,69	0,16	0,98	1,45	
Maghemite	0,23	0,16	0,18	0,3	0,22	
Total (%)	Cimento	23,99	26,32	21,36	13,28	11,67
	Agregados	76	73,67	78,63	86,73	88,34

Quadro C 3 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

		Valores (%)				
		T.E. 12 (3,5;4,5) cm	T.E. 12 (6,5;7,5) cm	T.E. 15 (3,5;4,5) cm	T.E. 15 (8,5;9,5) cm	
Minerais presentes no cimento	C3S	4,39	5,73	4	4,32	
	C2S	1,48	2,21	2,82	1,97	
	C3A c.	0,43	0,7	1,43	0,95	
	C3A o.	0,27	0,62	0,26	0,25	
	C2Fe2	0	0	0,04	0,03	
	Lime	0,24	0,25	0,31	0,28	
	Periclase	0,32	0,8	0,6	0,53	
	Arcanite	2,5	1,76	1,78	2,07	
	Gesso	0,38	0,52	0,94	0,93	
	Bassanite B.	0,24	0,48	0,12	0	
	Anhydrite	0	0	0,1	0	
	Calcite	0,21	0	0	0	
	Portlandite	1,76	1,7	1,53	0,74	
	Aphthitalite	0	0,02	0,02	0,02	
	Ettringite	0,18	0,61	0,38	0,18	
Minerais presentes nos agregados	Nepheline	0,81	2,13	2,4	4,59	
	Plagioclasses	51,68	46,14	46,43	49,62	
	Piroxenas	24,08	22,99	23,89	22,17	
	Olivinas	8,97	9,56	9,55	9,55	
	Hematite	0,26	0,21	0,31	0,23	
	Magnetite	0,1	0,34	0,16	0,29	
	Goethite	0	0,15	0,18	0,14	
Total (%)	Quartzo	1,54	3,06	2,76	1,14	
	Maghemite	0,16	0	0	0	
Total (%)	Cimento	12,40	15,40	14,33	12,27	
	Agregados	87,60	84,58	85,68	87,73	

Quadro C 4 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

		Valores (%)				
		T.E. 16 (2,5;3,5) cm	T.E. 16 (8,5;9,5) cm	T.E. 19 (4,5;5,5) cm	T.E. 19 (7,5;8,5) cm	
	C3S	3,03	4,42	5,48	6,19	Minerais presentes no cimento
	C2S	2,98	2,25	3,73	0,73	
	C3A c.	1,06	0,72	0,31	1,31	
	C3A o.	0,25	0,4	0,06	0	
	C2Fe2	0,03	0,45	0,69	0,44	
	Lime	0,33	0,22	0,28	0,48	
	Periclase	0,55	0,76	0,07	0	
	Arcanite	2,71	1,96	2,19	3,59	
	Gesso	0,38	0,64	1,78	0,8	
	Bassanite B.	0	0,35	0,63	0,18	
	Anhydrite	0,08	0	0,17	0,17	
	Calcite	0	0	0,34	0	
	Portlandite	1,24	0,38	0,52	0,36	
	Aphthitalite	0,04	0,03	0	2,17	
	Ettringite	0,51	0,46	0,09	0,27	
		Nepheline	3,34	3,34	3,09	
Plagioclasses		53,47	50,25	60,27	67,39	
Piroxenas		20,25	22,24	11,48	3,49	
Olivinas		8,39	9,69	4,77	3,76	
Hematite		0,23	0,24	0,27	0,21	
Magnetite		0,31	0,25	0	0,09	
Goethite		0,16	0,17	0,22	0,19	
Quartzo		0,67	0,79	3,57	5,97	
Total (%)	Maghemite	0	0	0	0	
	Cimento	12,4	15,4	14,33	12,27	
	Agregados	87,6	84,58	85,68	87,73	

Quadro C 5 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (em profundidade na carote nº2)

		Valores (%)						
		T.E. 2 (0,5;1,5) cm	T.E. 2 (1,5;2,5) cm	T.E. 2 (2,5;3,5) cm	T.E. 2 (3,5;4,5) cm			
	C3S	2	5,93	4,04	2,28	Minerais presentes no cimento		
	C2S	3,55	4,51	4,8	3,91			
	C3A c.	0,51	0,64	0,36	0,53			
	C3A o.	0,2	0,04	0,22	0,07			
	C2Fe2	0	0	0	0			
	Lime	0,08	0,21	0,17	0,23			
	Periclase	0,14	0,04	0,11	0,01			
	Arcanite	3,3	3,12	2,88	2,31			
	Gesso	1,1	1,52	0,86	1,22			
	Bassanite B.	0,32	0,28	0,96	0,31			
	Anhydrite	0,54	0,39	0,26	0,51			
	Calcite	7,06	2,53	0,66	2,07			
	Portlandite	0,95	0,8	0,57	0,55			
	Aphthitalite	0,97	1,25	2,24	0,59			
	Ettringite	0	0,19	0,2	0,17			
	Nepheline	0,86	0,11	0,06	0,01			
		Plagioclasses	56,28	55,6	65,74		65,99	Minerais presentes nos agregados
		Piroxenas	4,85	6,06	4,29		3,47	
Olivinas		1,85	2,69	1,7	1,58			
Hematite		0,33	0,37	0,39	0,31			
Magnetite		0,07	0,07	0,1	0,14			
Goethite		0,1	0,04	0,02	0			
Quartzo		14,57	13,62	9,37	13,72			
Maghemite		0	0	0	0			
Total (%)	Cimento	20,72	21,45	18,33	14,76			
	Agregados	78,91	78,56	81,67	85,22			

Quadro C 6 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (em profundidade na carote nº2)

	Valores (%)			
	T.E. 2 (4,5;5,5) cm	T.E. 2 (5,5;6,5) cm	T.E. 2 (6,5;7,5) cm	
C3S	3,06	1,87	1,82	Minerais presentes no cimento
C2S	5,24	4,68	4,43	
C3A c.	0,44	0,34	0,28	
C3A o.	0,45	0,22	0,42	
C2Fe2	0	0	0	
Lime	0,3	0,28	0,12	
Periclase	0,07	0,09	0,27	
Arcanite	2,54	2,93	2,04	
Gesso	1,43	1,91	1,23	
Bassanite B.	0,55	0	0,87	
Anhydrite	0,36	0,38	0,23	
Calcite	1,48	1,55	1,55	
Portlandite	0,68	0,62	0,68	
Aphthitalite	0,88	1,52	1,02	
Ettringite	0,19	0,09	0,37	
Nepheline	0,02	0,02	0,02	
Plagioclasses	61,13	65,17	58,93	
Piroxenas	5,72	4,93	10,07	
Olivinas	1,9	0,88	1,93	
Hematite	0,42	0,42	0,3	
Magnetite	0,1	0,09	0,03	
Goethite	0,01	0,02	0,04	
Quartzo	13,01	11,99	13,36	
Maghemite	0	0	0	
Total (%)	Cimento	17,67	16,48	15,33
	Agregados	82,31	83,52	84,68

- **Túnel da Cruz Vermelha**

Quadro C 7 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

	Valores (%)				
	T.C.V. 1 (0,5;1,5) cm	T.C.V. 1 (3,5;4,5) cm	T.C.V. 2 (2,5;3,5) cm	T.C.V. 2 (4,5;5,5) cm	
C3S	1,33	5,36	4,06	3,09	Minerais presentes no cimento
C2S	0,47	2,18	1,13	2,47	
C3A c.	0,57	0,7	2,28	1,42	
C3A o.	2,18	0,25	0,28	0,33	
C2Fe2	0	0	0	0	
Lime	0,11	0,09	0,17	0,26	
Periclase	0,51	0,73	0,41	0,49	
Arcanite	1,25	0,83	2,44	2	
Gesso	0,24	0,93	0,88	1,11	
Bassanite B.	0,34	0,95	1,24	1,05	
Anhydrite	0,06	0	0,06	0,11	
Calcite	21,88	2,76	1,51	1,13	
Portlandite	0,31	1,29	2,01	1,96	
Aphthitalite	0,07	0,18	0,05	0,16	
Ettringite	0,23	0,24	0,53	0,46	
Nepheline	0,38	1,38	0,44	0,77	Minerais presentes nos agregados
Plagioclasses	34,59	35,79	38,54	42,11	
Piroxenas	18,52	26,94	25,21	25,08	
Olivinas	12,78	15,15	16,3	13,52	
Hematite	0,38	0,64	0,22	0,31	
Magnetite	0,11	0,36	0	0,11	
Goethite	0	0,17	0	0,01	
Quartzo	3,7	3,04	2,06	1,55	
Maghemite	0	0,04	0,17	0,49	
Total (%)					
	Cimento	29,55	16,49	17,05	16,04
	Agregados	70,46	83,51	82,94	83,95

Quadro C 8 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

	Valores (%)				
	T.C.V. 3 (3,5;4,5) cm	T.C.V. 3 (4,5;5,5) cm	T.C.V. 4 (2,5;3,5) cm	T.C.V. 4 (5,5;6,5) cm	
C3S	3,77	2,68	2,02	2,99	Minerais presentes no cimento
C2S	2,05	2,66	1,37	2,9	
C3A c.	0,03	0,56	0	0	
C3A o.	0,02	0,49	1,33	1,93	
C2Fe2	0	0	0,04	0,15	
Lime	0,06	0,19	0,08	0,14	
Periclase	1,1	0,74	0,37	0,22	
Arcanite	1,12	1,43	1,25	2,07	
Gesso	0,76	0,84	0,29	1,36	
Bassanite B.	0,73	1,09	0,4	0,3	
Anhydrite	0,02	0	0,01	0,07	
Calcite	1,37	0,99	6,95	2,05	
Portlandite	1,6	1,45	0,65	1,15	
Aphthitalite	1,13	0,8	0,37	0,29	
Ettringite	0,27	0,4	0,21	0,09	
Nepheline	0,59	0,77	0,89	0	Minerais presentes nos agregados
Plagioclasses	39,24	39,56	34,31	32,29	
Piroxenas	26,91	27,69	31,76	34,11	
Olivinas	14,84	14,78	15,3	14,98	
Hematite	0,18	0,2	0,34	1,43	
Magnetite	0,21	0,16	0,25	0,08	
Goethite	0,15	0,1	0,01	0,22	
Quartzo	3,6	2,25	0,96	1,14	
Maghemite	0,25	0,15	0,85	0,04	
Total (%)					
	Cimento	14,03	14,32	15,34	15,71
	Agregados	85,97	85,66	84,67	84,29

Quadro C 9 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

		Valores (%)				
		T.C.V. 7 (0,5;1,5) cm	T.C.V. 7 (1,5;2,5) cm	T.C.V. 8 secção 1	T.C.V. 8 secção 2	
	C3S	3,82	4,14	2,42	2,13	Minerais presentes no cimento
	C2S	0,97	0,48	0,35	1,52	
	C3A c.	0	0	0,13	0,18	
	C3A o.	1,08	0,85	0,79	1,14	
	C2Fe2	1,69	1,14	0,45	0,78	
	Lime	0	0	0	0,2	
	Periclase	0,42	0,25	0,44	0,44	
	Arcanite	0,27	0,01	0,47	0,66	
	Gesso	0,41	0,21	0,38	0,53	
	Bassanite B.	0,01	0	0,1	0,29	
	Anhydrite	0,29	0,19	0	0,09	
	Calcite	27,79	22,66	8,81	1,53	
	Portlandite	0,06	0,1	0,15	0,56	
	Aphthitalite	0	0	0,02	0,01	
	Ettringite	0	0,16	0	0	
	Nepheline	4,97	4,51	5,68	4,93	Minerais presentes nos agregados
	Plagioclasses	27,92	29,48	33,34	34,57	
	Piroxenas	19,23	22,22	27,91	30,55	
	Olivinas	8,27	12,41	16,59	18,32	
	Hematite	0,49	0,35	0,27	0,24	
	Magnetite	0,39	0,35	0,35	0,3	
	Goethite	1,05	0,06	0,33	0,11	
	Quartzo	0,75	0,26	0,92	0,86	
Maghemite	0,13	0,16	0,07	0,05		
Total (%)	Cimento	36,81	30,19	14,51	10,06	
	Agregados	63,2	69,8	85,46	89,93	

Quadro C 10 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (ao longo do túnel)

		Valores (%)		
		T.C.V. 9 secção 1	T.C.V. 9 secção 2	
Minerais presentes no cimento	C3S	3,47	3,19	
	C2S	1,44	1,64	
	C3A c.	0,03	0,19	
	C3A o.	0,37	0,61	
	C2Fe2	1,38	1,28	
	Lime	0	0,06	
	Periclase	0,36	0,45	
	Arcanite	0,81	0,33	
	Gesso	0,27	0,27	
	Bassanite B.	0	0	
	Anhydrite	0,35	0,1	
	Calcite	8,1	3,51	
	Portlandite	0	0,25	
	Aphthitalite	0,03	0,02	
	Ettringite	0	0,51	
	Minerais presentes nos agregados	Nepheline	6,59	5,49
		Plagioclasses	36,46	35,29
Piroxenas		26,5	27,31	
Olivinas		12,42	18,17	
Hematite		0,19	0,17	
Magnetite		0,39	0,28	
Goethite		0,05	0,26	
Quartzo		0,75	0,43	
Maghemite	0,07	0,18		
Total (%)	Cimento	16,61	12,41	
	Agregados	83,42	87,58	

Quadro C 11 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (em profundidade na carote nº1)

		Valores (%)			
		T.C.V. 1 (0,5;1,5) cm	T.C.V. 1 (1,5;2,5) cm	T.C.V. 1 (2,5;3,5) cm	
Minerais presentes no cimento	C3S	1,33	2,61	3,3	
	C2S	0,47	1,04	2,24	
	C3A c.	0,57	0	0	
	C3A o.	2,18	1,14	0,88	
	C2Fe2	0	0	0	
	Lime	0,11	0	0,05	
	Periclase	0,51	0,45	0,48	
	Arcanite	1,25	0,83	1,02	
	Gesso	0,24	0,78	1,3	
	Bassanite B.	0,34	0,17	0,32	
	Anhydrite	0,06	0,71	0,23	
	Calcite	21,88	19,83	8,09	
	Portlandite	0,31	0,48	1,01	
	Aphthitalite	0,07	0,04	0,05	
	Ettringite	0,23	0,01	0,01	
Minerais presentes nos agregados	Nepheline	0,38	0,06	0,07	
	Plagioclasses	34,59	33,16	37,37	
	Piroxenas	18,52	20,87	24,4	
	Olivinas	12,78	9,92	14,07	
	Hematite	0,38	0,46	0,64	
	Magnetite	0,11	0,1	0,14	
	Goethite	0	0	0	
	Quartzo	3,7	7,33	4,31	
Maghemite	0	0,01	0		
Total (%)	Cimento	29,55	28,09	18,98	
	Agregados	70,46	71,91	81	

Quadro C 12 – Quantificação das fases cristalinas existentes no betão (em profundidade na carote nº1)

	Valores (%)			
	T.C.V. 1 (3,5;4,5) cm	T.C.V. 1 (4,5;5,5) cm	T.C.V. 1 (5,5;6,5) cm	
C3S	1,24	1,75	2,49	Minerais presentes no cimento
C2S	1,32	2,5	2,9	
C3A c.	0,39	0,38	0,15	
C3A o.	1,17	0,74	1,37	
C2Fe2	0	0	0	
Lime	0	0	0,02	
Periclase	0,37	0,54	0,73	
Arcanite	1,62	0,65	0,62	
Gesso	1,62	0,56	0,75	
Bassanite B.	0,21	0,35	0,06	
Anhydrite	0,18	0,4	0,2	
Calcite	6,57	4,22	10,3	
Portlandite	0,69	0,86	0,54	
Aphthitalite	0,05	0,07	0,02	
Ettringite	0,01	0,17	0,01	
Nepheline	0,09	0,78	0,88	
Plagioclasses	38,17	37,6	33,65	
Piroxenas	25,22	26,23	24,18	
Olivinas	15,36	16,32	11,36	
Hematite	0,52	0,27	0,37	
Magnetite	0,2	0,35	0,24	
Goethite	0	0	0	
Quartzo	5	5,24	9,17	
Maghemite	0	0	0	
Total (%)	Cimento	15,44	13,19	20,16
	Agregados	84,56	86,79	79,85



## Anexo D

Neste anexo encontram-se as fichas técnicas das carotes de ambos os túneis (Túnel da Encumeada e Túnel da Cruz Vermelha), nomeadamente em termos da análise macroestrutural, carbonatação e análise de cloretos em profundidade.

- **Túnel da Encumeada**

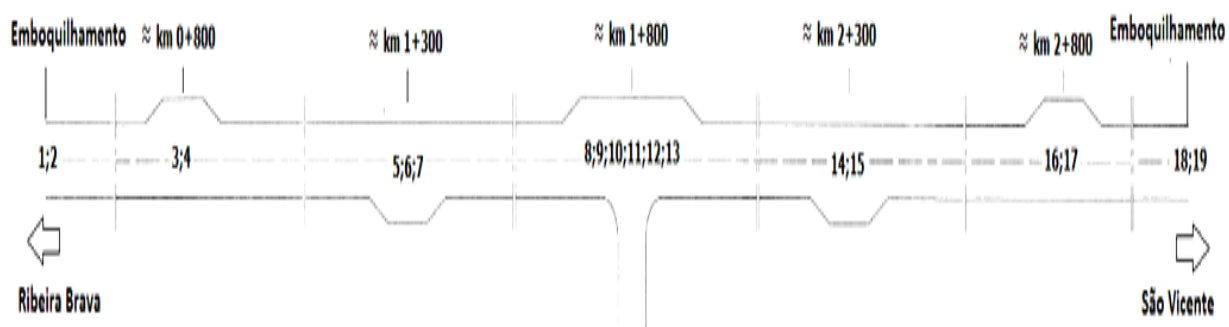


Figura 62 – Localização em planta das carotes obtidas (Túnel da Encumeada)

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 2**

Análise macroestrutural:



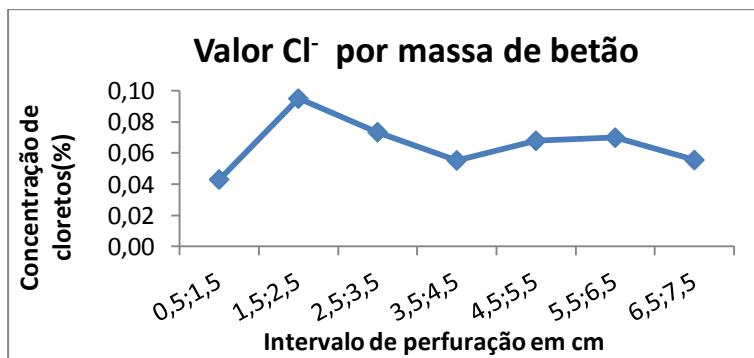
Número de faces utilizadas: 7

Resultados da profundidade de carbonatação:

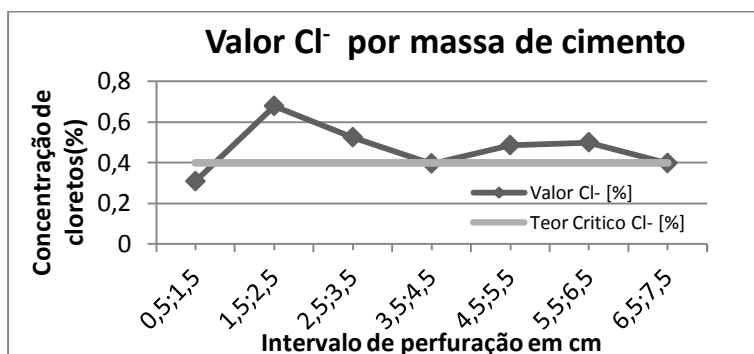


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
0	0

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,043
1,5;2,5	0,095
2,5;3,5	0,073
3,5;4,5	0,055
4,5;5,5	0,068
5,5;6,5	0,070
6,5;7,5	0,056



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,308
1,5;2,5	0,678
2,5;3,5	0,524
3,5;4,5	0,395
4,5;5,5	0,485
5,5;6,5	0,500
6,5;7,5	0,397

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 3**

Análise macroestrutural:



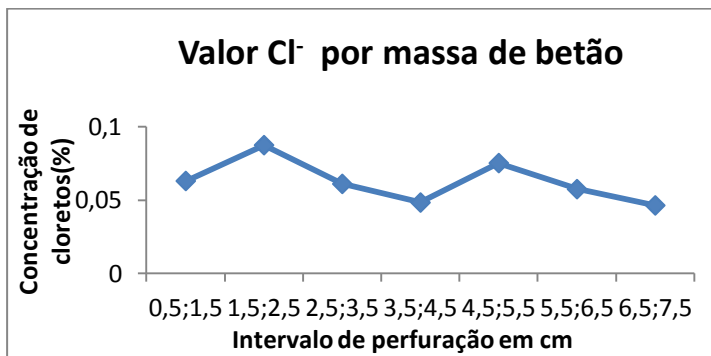
Número de faces utilizadas: 5

Resultados da profundidade de carbonatação:

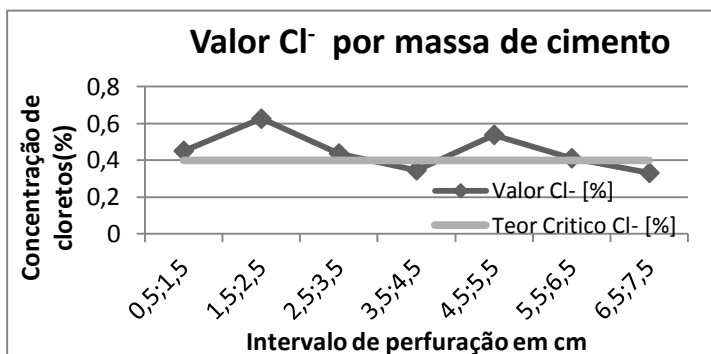


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
0,7	1,3

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,063
1,5;2,5	0,087
2,5;3,5	0,061
3,5;4,5	0,048
4,5;5,5	0,075
5,5;6,5	0,057
6,5;7,5	0,046

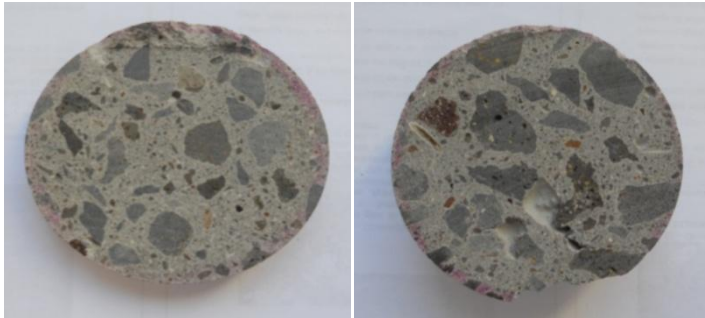


Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,450
1,5;2,5	0,624
2,5;3,5	0,436
3,5;4,5	0,345
4,5;5,5	0,537
5,5;6,5	0,410
6,5;7,5	0,331

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 6**

Análise macroestrutural:



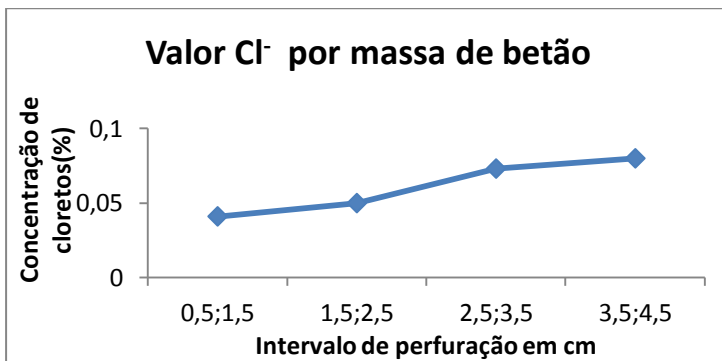
Número de faces utilizadas: 3

Resultados da profundidade de carbonatação:

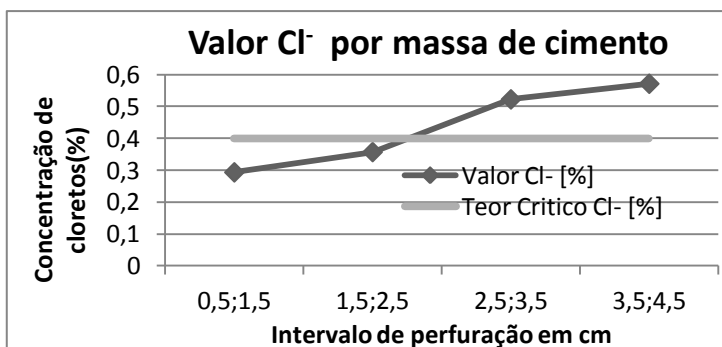


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
3	3

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,041
1,5;2,5	0,049
2,5;3,5	0,073
3,5;4,5	0,079

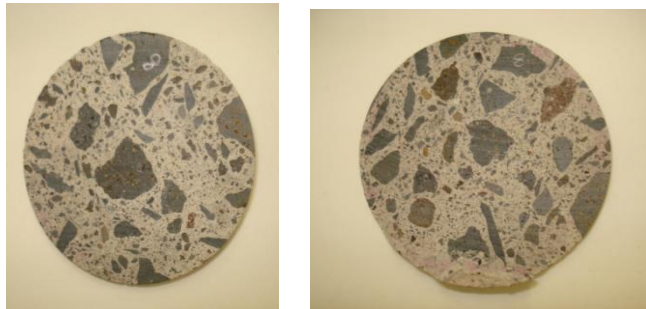


Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,293
1,5;2,5	0,357
2,5;3,5	0,522
3,5;4,5	0,571

Teor critico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 8**

Análise macroestrutural:



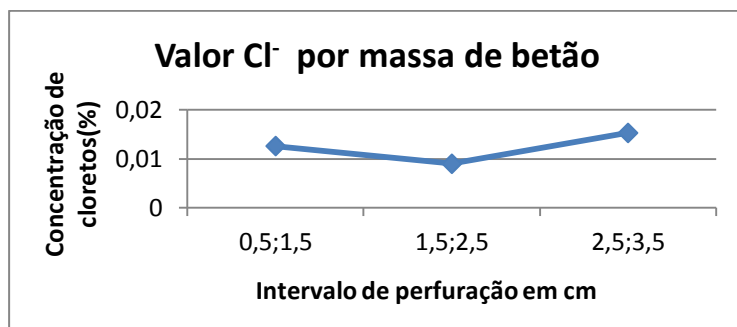
Número de faces utilizadas: 5

Resultados da profundidade de carbonatação:

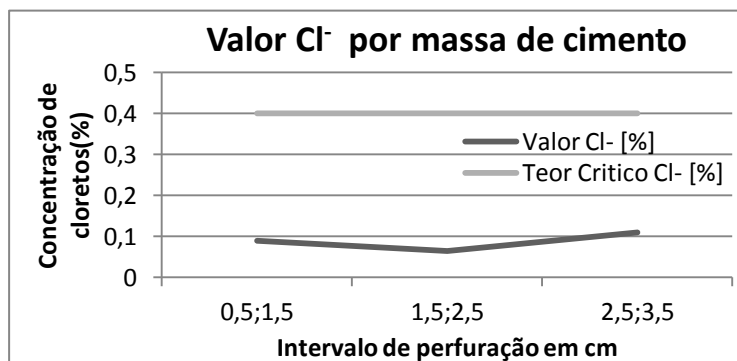


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
4,1	4,4

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,012
1,5;2,5	0,009
2,5;3,5	0,015



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,090
1,5;2,5	0,064
2,5;3,5	0,109

Teor critico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

### Ficha Técnica – T.E. Amostra 9

Resultados da profundidade de carbonatação:



Exterior		Interior		Lateral	
Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)	Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)	Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
1	1	4,5	5,5	4,5	4,5

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 12**

Análise macroestrutural:



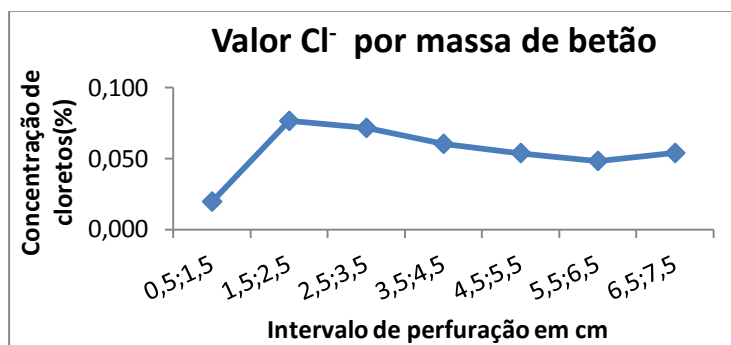
Número de faces utilizadas: 4

Resultados da profundidade de carbonatação:

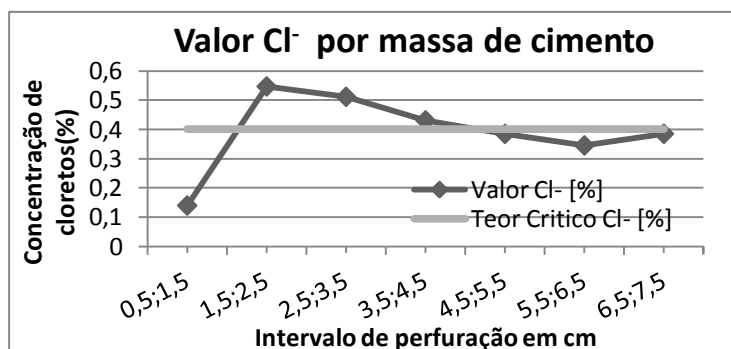


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
1,5	1,6

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,019
1,5;2,5	0,077
2,5;3,5	0,072
3,5;4,5	0,060
4,5;5,5	0,054
5,5;6,5	0,048
6,5;7,5	0,054



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,139
1,5;2,5	0,546
2,5;3,5	0,511
3,5;4,5	0,430
4,5;5,5	0,384
5,5;6,5	0,344
6,5;7,5	0,384

Teor critico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

### Ficha Técnica – T.E. Amostra 13

Resultados da profundidade de carbonatação:



Exterior		Interior		Lateral	
Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)	Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)	Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
1	1,3	3,5	4,5	1,5	1,5

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 15**

Análise macroestrutural:



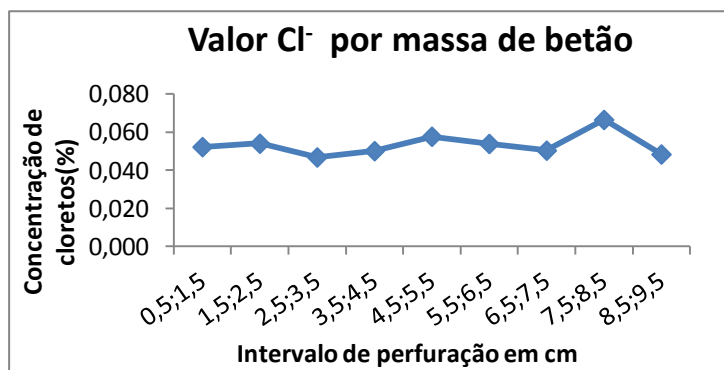
Número de faces utilizadas: 4

Resultados da profundidade de carbonatação:

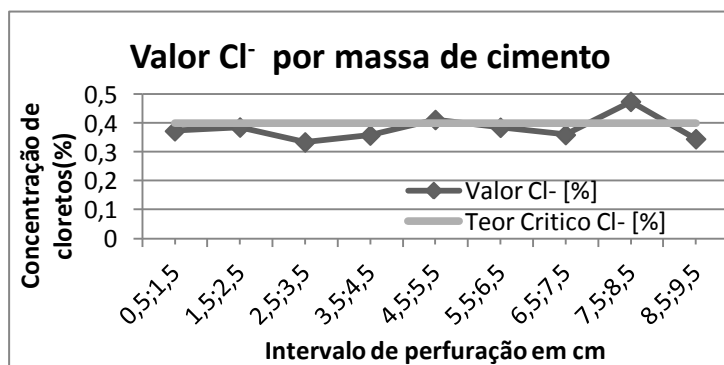


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
1	1,1

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,052
1,5;2,5	0,054
2,5;3,5	0,047
3,5;4,5	0,050
4,5;5,5	0,058
5,5;6,5	0,054
6,5;7,5	0,050
7,5;8,5	0,066
8,5;9,5	0,048



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,372
1,5;2,5	0,385
2,5;3,5	0,334
3,5;4,5	0,357
4,5;5,5	0,411
5,5;6,5	0,384
6,5;7,5	0,359
7,5;8,5	0,474
8,5;9,5	0,345

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 16**

Análise macroestrutural:



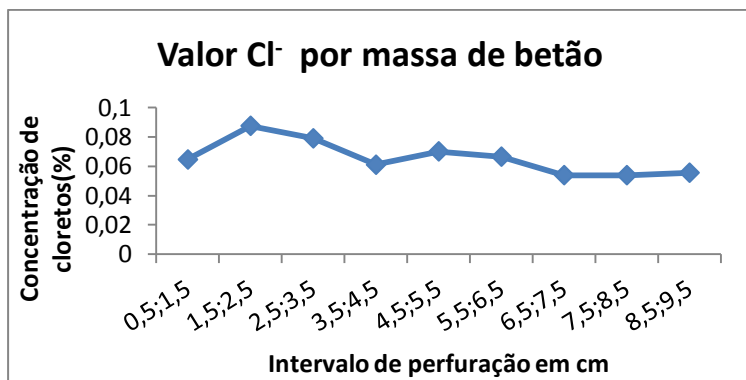
Número de faces utilizadas: 5

Resultados da profundidade de carbonatação:

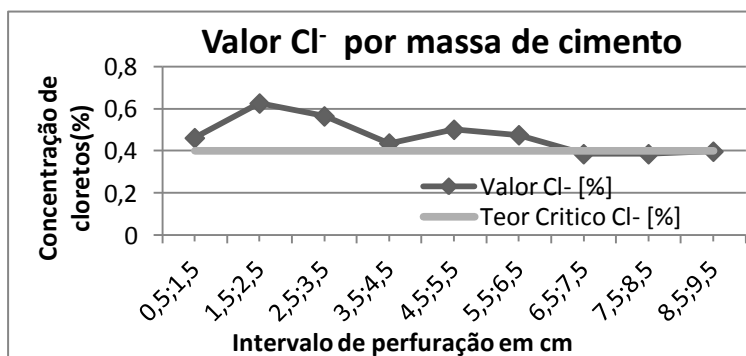


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
0,5	1,1

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,064
1,5;2,5	0,087
2,5;3,5	0,079
3,5;4,5	0,061
4,5;5,5	0,070
5,5;6,5	0,066
6,5;7,5	0,054
7,5;8,5	0,054
8,5;9,5	0,055

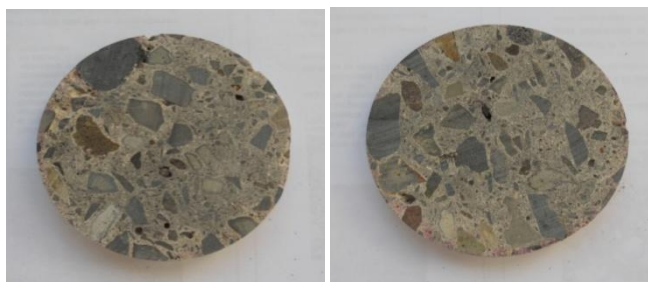


Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,461
1,5;2,5	0,625
2,5;3,5	0,564
3,5;4,5	0,436
4,5;5,5	0,500
5,5;6,5	0,475
6,5;7,5	0,385
7,5;8,5	0,385
8,5;9,5	0,397

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

**Ficha Técnica – T.E. Amostra 19**

Análise macroestrutural:



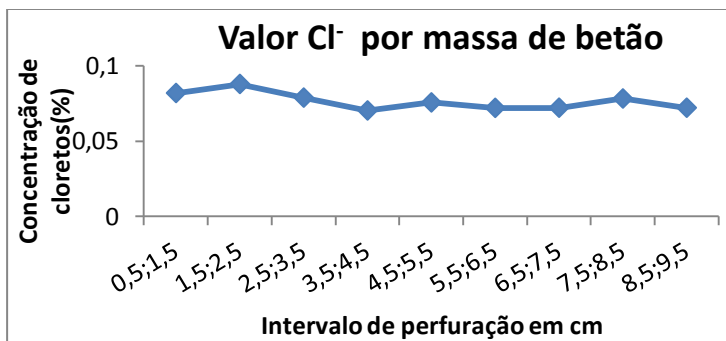
Número de faces utilizadas: 3

Resultados da profundidade de carbonatação:

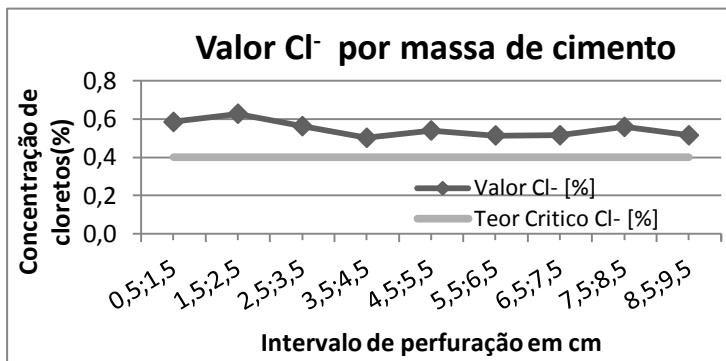


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
0	0

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,082
1,5;2,5	0,088
2,5;3,5	0,079
3,5;4,5	0,070
4,5;5,5	0,076
5,5;6,5	0,072
6,5;7,5	0,072
7,5;8,5	0,078
8,5;9,5	0,072



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,584
1,5;2,5	0,627
2,5;3,5	0,562
3,5;4,5	0,501
4,5;5,5	0,539
5,5;6,5	0,514
6,5;7,5	0,514
7,5;8,5	0,558
8,5;9,5	0,514

Teor critico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

- **Túnel da Cruz Vermelha**

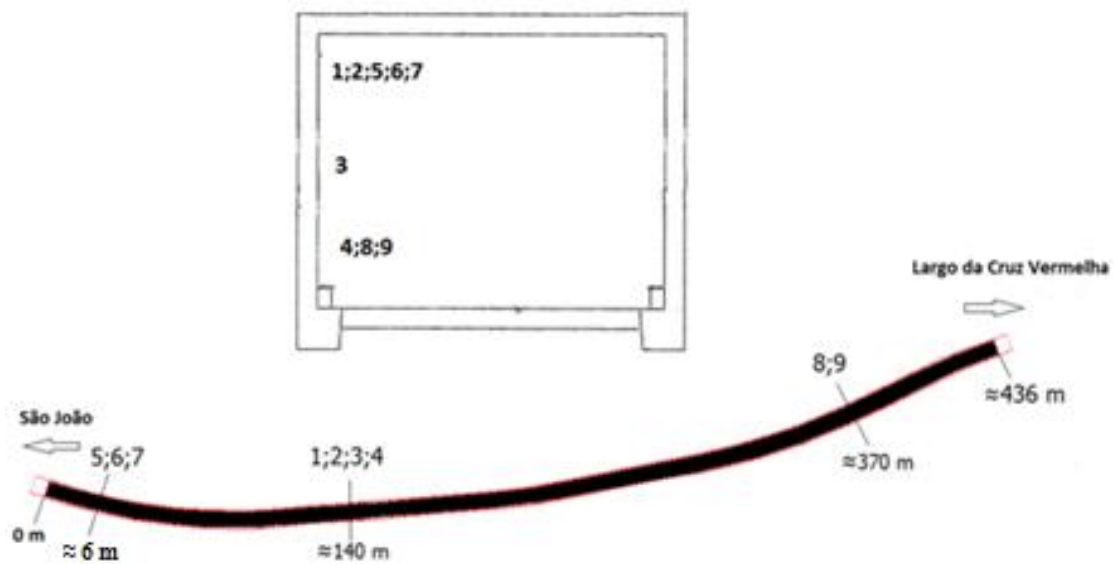


Figura 63 – Localização em planta das carotes obtidas (Túnel da Cruz Vermelha)

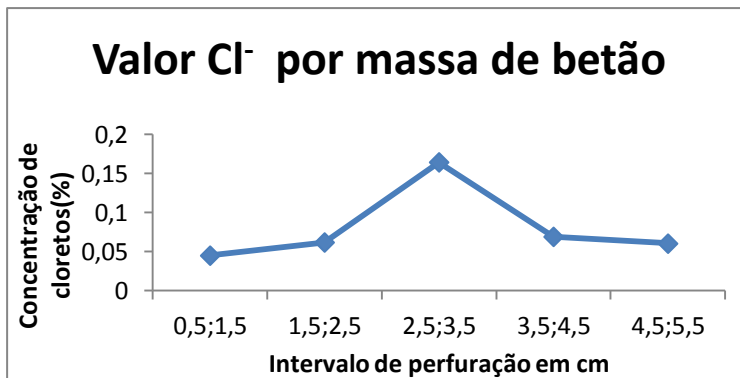
**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 1**

Resultados da profundidade de carbonatação:

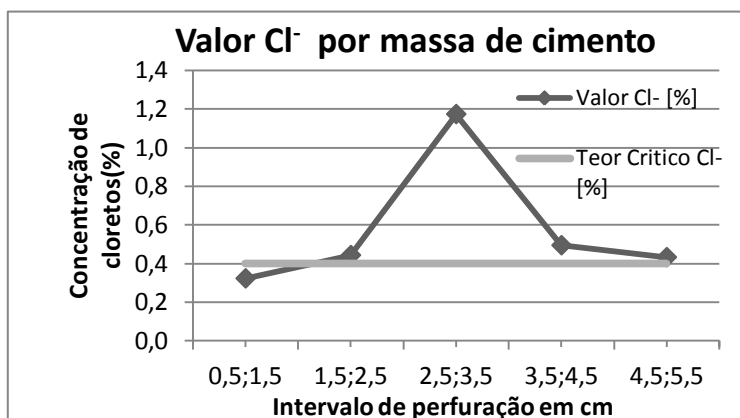


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
2,1	2,5

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,045
1,5;2,5	0,062
2,5;3,5	0,164
3,5;4,5	0,069
4,5;5,5	0,060



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,322
1,5;2,5	0,442
2,5;3,5	1,173
3,5;4,5	0,494
4,5;5,5	0,432

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

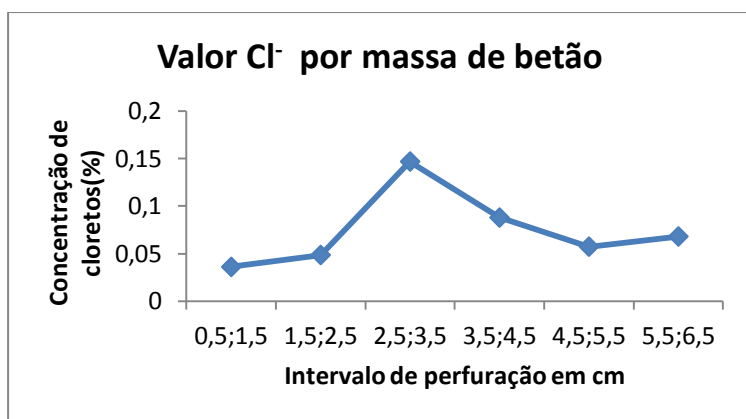
**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 2**

Resultados da profundidade de carbonatação:

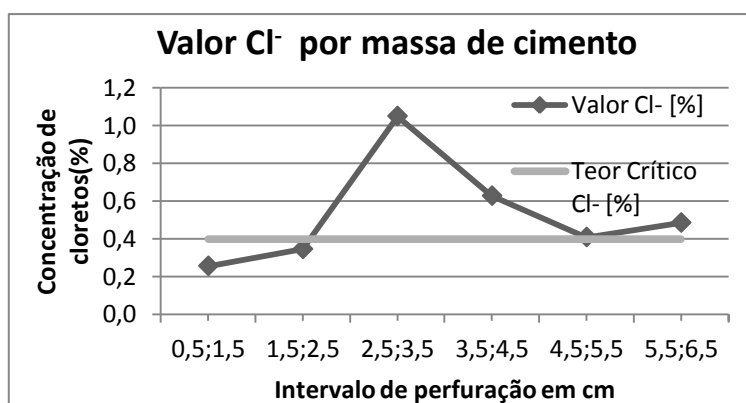


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
2,3	2,5

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,036
1,5;2,5	0,048
2,5;3,5	0,147
3,5;4,5	0,088
4,5;5,5	0,057
5,5;6,5	0,068



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,256
1,5;2,5	0,346
2,5;3,5	1,050
3,5;4,5	0,628
4,5;5,5	0,409
5,5;6,5	0,485

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

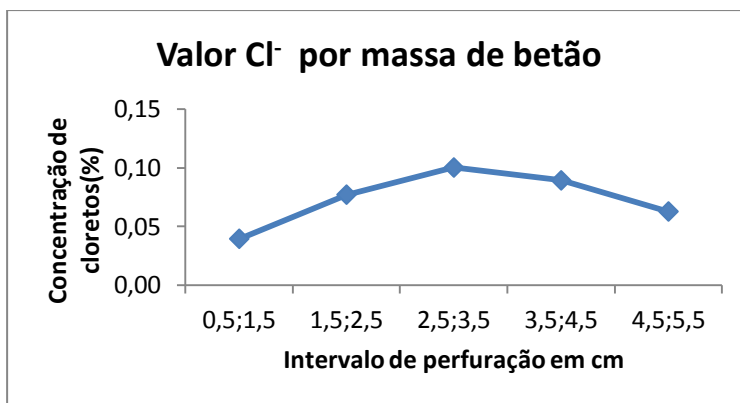
**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 3**

Resultados da profundidade de carbonatação:

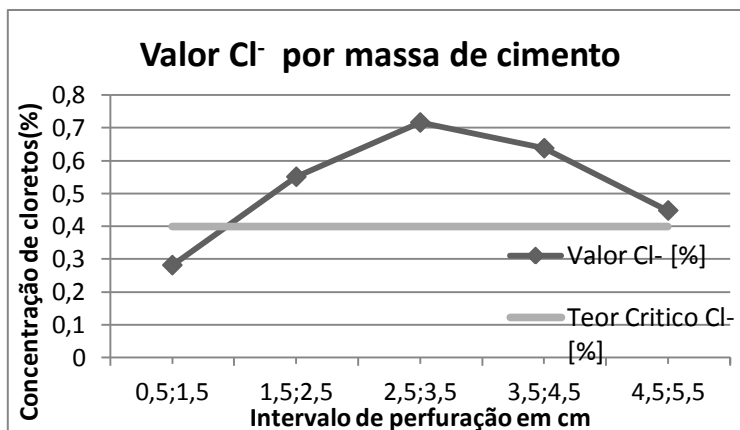


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
2,5	2,8

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,039
1,5;2,5	0,077
2,5;3,5	0,100
3,5;4,5	0,089
4,5;5,5	0,063



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,281
1,5;2,5	0,550
2,5;3,5	0,716
3,5;4,5	0,637
4,5;5,5	0,447

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

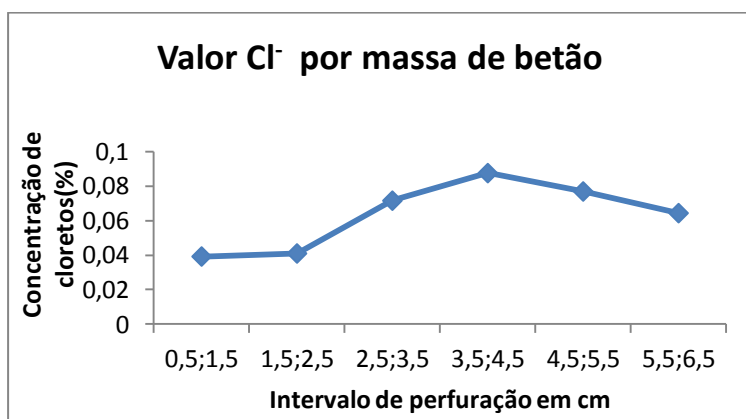
**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 4**

Resultados da profundidade de carbonatação:

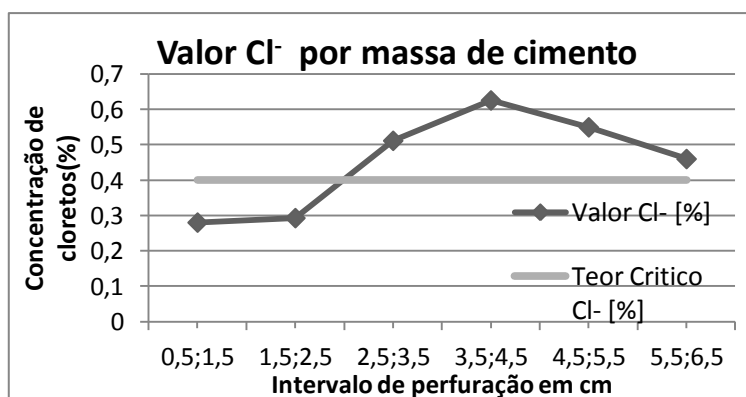


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
2,5	3,2

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,039
1,5;2,5	0,041
2,5;3,5	0,071
3,5;4,5	0,087
4,5;5,5	0,077
5,5;6,5	0,064

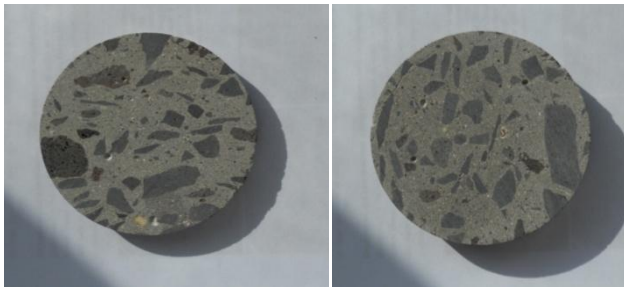


Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,280
1,5;2,5	0,293
2,5;3,5	0,511
3,5;4,5	0,625
4,5;5,5	0,549
5,5;6,5	0,460

Teor critico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 6**

Análise macroestrutural:



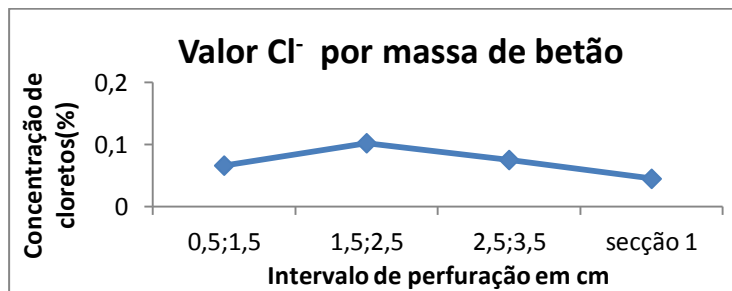
Número de faces utilizadas: 2

Resultados da profundidade de carbonatação:

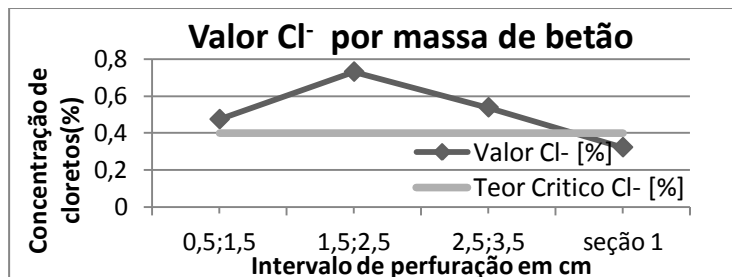


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
2,6	3,4

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,066
1,5;2,5	0,102
2,5;3,5	0,075
Secção 1	0,045



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
0,5;1,5	0,474
1,5;2,5	0,731
2,5;3,5	0,538
Secção 1	0,322

Nota: Secção 1 tem 2,5 cm de comprimento (do ponto 3,5cm até próximo da armadura)

Teor critico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

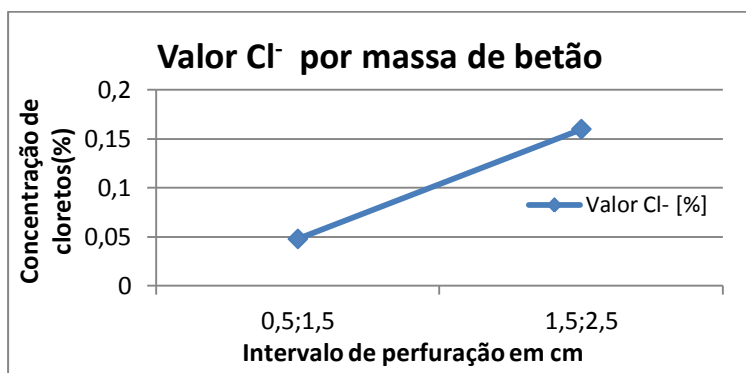
**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 8**

Resultados da profundidade de carbonatação:

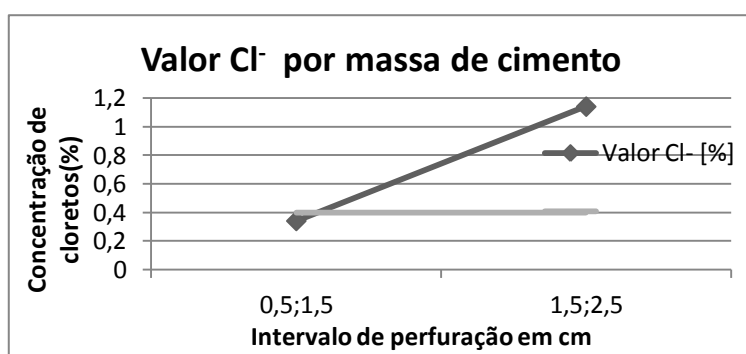


Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
2	2

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
Secção 1	0,048
Secção 2	0,159



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
Secção 1	0,164
Secção 2	0,684

Nota: A secção 1 (início da carote) tem um comprimento de 4,5 cm e a secção 2 de 3,0 cm.

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%

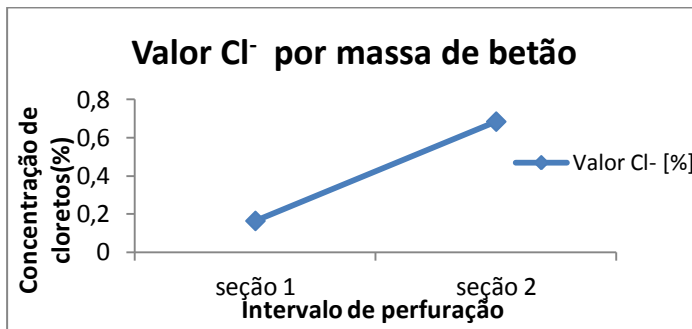
**Ficha Técnica – T.C.V. Amostra 9**

Resultados da profundidade de carbonatação:

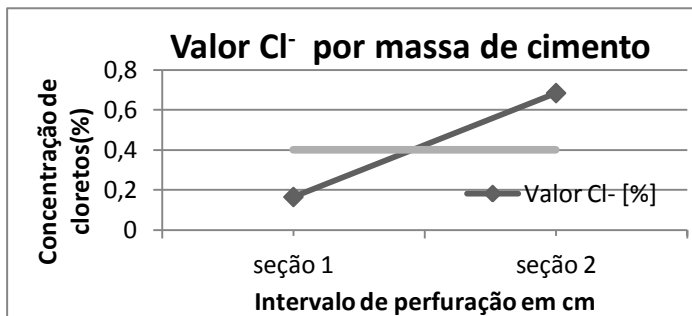


Exterior		Interior		Lateral	
Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)	Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)	Prof. Min. (cm)	Prof. Max. (cm)
3	4	5,5	6	5	5,5

Resultado da análise de cloretos em profundidade:



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
Secção 1	0,023
Secção 2	0,096



Intervalo [cm]	Valor Cl <sup>-</sup> [%]
Secção 1	0,164
Secção 2	0,684

Nota: A secção 1 (início da carote) tem um comprimento de 3,5 cm e a secção 2 de 3,0 cm.

Teor crítico Cl<sup>-</sup>: 0,4%