

**Influência da presença de fendilhação na durabilidade de
betões estruturais de agregados leves face a betões de
massa volúmica normal**

Bruno de Melo Felisberto

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Professor Doutor José Alexandre de Brito Aleixo Bogas

Professora Doutora Ana Mafalda Saldanha Guedes

Júri

Presidente: Professor Doutor Albano Luís Rebelo da Silva das Neves e Sousa

Orientador: Professor Doutor José Alexandre de Brito Aleixo Bogas

Vogal: Professor Doutor Augusto Martins Gomes

Maio de 2018

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

A conclusão desta dissertação é o culminar de um longo e árduo trabalho e representa o fim de uma grande etapa de aprendizagem. Ao atingir este marco relevante no meu percurso académico, gostaria de deixar o meu apreço e agradecimentos a algumas pessoas que contribuíram para a sua realização.

Aos meus pais e irmão, um profundo e sentido obrigado. Obrigado por todo o apoio, força, motivação e confiança que sempre me transmitiram. A sua ajuda foi fundamental e sem ela não teria sido capaz de ultrapassar as dificuldades que foram surgindo ao longo do tempo.

À minha namorada Joana, um sentido, profundo e especial obrigado por me ter acompanhado sempre ao longo desta jornada. Torna-se complicado e difícil exprimir por palavras a sua contribuição e ajuda para a realização deste trabalho.

Aos meu orientadores, Professor Doutor Alexandre Bogas e Professora Doutora Ana Guedes, agradeço toda a confiança depositada em mim desde o início, a motivação, exigência, dedicação, disponibilidade e amizade demonstradas ao longo deste trabalho.

Aos meus colegas de investigação Jorge Pontes e Sofia Real, um especial obrigado por toda a ajuda e apoio prestados. A sua ajuda e orientação foi fundamental e decisiva para a conclusão deste trabalho.

Agradeço também ao Professor Doutor Manuel Francisco a colaboração prestada para a realização deste trabalho.

Aos Sr. Leonel Silva, Pedro Costa e Francisco Almeida, funcionários técnicos do Laboratório de Materiais de Construção do IST, pela disponibilidade demonstrada ao longo de toda a campanha laboratorial.

Aos meus amigos e colegas de curso, em especial à Catarina Oliveira, Fábio Costa, Tiago Gomes, Cláudio Pimentel e João Vasconcelos, um sentido obrigado por todo o apoio, amizade e força que me deram ao longo do meu percurso académico.

Resumo

Esta dissertação tem como objetivo a avaliação da influência de fendilhação na durabilidade de betões estruturais de agregados leves (BEAL) e o seu comportamento face a betões de massa volúmica normal (BAN). Este estudo tem como base uma extensa campanha experimental que abrange a realização de ensaios de caracterização mecânica (resistência à compressão) e de durabilidade (absorção capilar, permeabilidade ao oxigénio, carbonatação e penetração de cloretos).

Para este estudo são considerados dois tipos de agregados leves de porosidade muito distinta (Stalite e Leca) e pastas de diferente compacidade, de modo a ser possível abranger BEAL de várias classes de resistência e massa volúmica. Os betões são sujeitos à prévia indução de fendas naturais (ensaios mecânicos) ou fendas artificiais ("Notch method"), sendo possível comparar o desempenho dos betões quando sujeitos a estes diferentes tipos de fendilhação.

Os resultados obtidos permitem concluir que, exceto para a difusão de cloretos, a influência de fendas artificiais nas propriedades de durabilidade estudadas não foi significativamente afetada pelo tipo de agregado. Nos betões sujeitos a fendas naturais ocorreu uma maior participação dos agregados mais porosos, conduzindo a uma maior influência da fendilhação na durabilidade dos BEAL.

Na carbonatação e penetração de cloretos foi observado uma relação linear entre as propriedades de difusão e a abertura de fendas, tendo em conta fendas artificiais entre 0,1 e 0,3 mm. No entanto, a variação da abertura de fendas assumiu maior relevância para fendas inferiores a 0,1 mm.

Palavras-chave:

Durabilidade; Betões estruturais de agregados leves; Fendilhação; Propriedades de transporte; ataque de cloretos; carbonatação

Abstract

This dissertation aims to evaluate the influence of cracking on the durability of structural lightweight aggregate concrete (LWAC) and its behavior compared to normal weight aggregate concrete (NWAC). This study involves an extensive experimental campaign, which comprises mechanical (compression strength) and durability characterization tests (capillary absorption, oxygen permeability, carbonation resistance and chloride penetration).

For this study, two types of lightweight aggregates (LWA) with very different porosities (Stalite and Leca) and pastes of different compactness were considered, in order to cover LWAC of various strength and density classes. Concretes were previously subjected to the induction of natural cracks (mechanical tests) or artificial cracks ("Notch method"), being possible to compare the performance of concrete subjected to these different types of cracking.

The obtained results allow us to conclude that, except for chloride diffusion, the influence of artificial cracks on durability was not significantly affected by the type of aggregate. For concrete subjected to natural cracking, there was a greater participation of more porous aggregates, leading to a higher cracking influence on the LWAC durability.

For carbonation and chloride penetration a linear relationship between the diffusion properties and crack opening was found, taking into account artificial cracks between 0,1 and 0,3 mm. However, crack opening variation had greater relevance for cracks lower than 0,1 mm.

Key words:

Durability; Structural lightweight aggregate concrete; Cracking; Transport properties; chloride attack; carbonation

Índice

Declaração	II
Agradecimentos	IV
Resumo.....	VI
Abstract	VIII
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivos e metodologia de investigação.....	2
1.3 Metodologia e organização do trabalho	2
2 Estado da arte.....	5
2.1 Introdução.....	5
2.2 Durabilidade do betão	5
2.2.1 Microestrutura e mecanismos de transporte do betão	6
2.2.2 Corrosão das armaduras.....	8
2.2.3 Penetração de cloretos.....	8
2.2.4 Carbonatação	9
2.3 Fendilhação em elementos de betão armado.....	11
2.3.1 Fenómeno de fendilhação	11
2.3.2 Cura autógena de fendas	13
2.3.3 Métodos de indução de fendas em provetes de betão	14
2.3.4 Domínio de aberturas de fendas	15
2.4 Influência da fendilhação na durabilidade do betão	15
2.4.1 Cloretos	17
2.4.2 Carbonatação	18
2.5 Betão estrutural de agregados leves.....	20
2.5.1 Durabilidade dos BEAL	21

2.5.2	Influência da fendilhação sobre os BEALS	25
3	Campanha Experimental.....	27
3.1	Introdução.....	27
3.2	Planeamento	27
3.3	Materiais, Composição e formulação das misturas	27
3.3.1	Materiais utilizados	28
3.3.2	Caracterização dos agregados	28
3.3.3	Composição das misturas	30
3.4	Produção do betão e preparação dos provetes	31
3.4.1	Procedimento	31
3.4.2	Processos de pré-fendilhação dos provetes	34
3.5	Ensaio de Caracterização do Betão no Estado Fresco.....	37
3.5.1	Ensaio de abaixamento	37
3.5.2	Massa Volúmica fresca	37
3.6	Ensaio de Caracterização do Betão no Estado Endurecido	38
3.6.1	Massa Volúmica do betão no estado endurecido	38
3.6.2	Resistência á compressão	38
3.6.3	Absorção de água por capilaridade.....	38
3.6.4	Permeabilidade ao oxigénio	38
3.6.5	Resistência à penetração de cloretos	40
3.6.6	Resistência à carbonatação	42
4	Apresentação e discussão de resultados.....	45
4.1	Caracterização dos betões no estado fresco	45
4.2	Resistência à compressão e massa volúmica	46
4.3	Absorção de água por capilaridade.....	47
4.3.1	Absorção de água por capilaridade em betão não fendilhado.....	48

4.3.2 Absorção de água por capilaridade em betão fendilhado	49
4.4 Permeabilidade ao oxigénio	53
4.4.1 Permeabilidade ao oxigénio em betão não fendilhado	54
4.4.2 Permeabilidade ao oxigénio em betão fendilhado	56
4.5 Resistência à carbonatação	58
4.5.1 Resistência à carbonatação em betão não fendilhado	59
4.5.2 Resistência à carbonatação em betão fendilhado	62
4.5.3 Estimativa da progressão da frente de carbonatação em betões fendilhados sujeitos a exposição natural de CO ₂	68
4.6 Resistência à penetração de cloretos	71
4.6.1 Difusão de cloretos em betão não fendilhado	73
4.6.2 Difusão de cloretos em betão fendilhado	74
5 Conclusões	77
5.1 Considerações finais	77
5.2 Conclusão gerais	77
5.3 Propostas de desenvolvimento futuro	80
6 Referências	81
Anexos	i
Anexo A (Ficha técnica Cimento Portland)	ii
Anexo B (Ficha técnica superplastificante)	iv
Anexo C (Absorção capilar)	vi
Anexo D (Permeabilidade ao oxigénio)	xi
Anexo E (Resistência à carbonatação)	xiv
Anexo F (Resistência à penetração de cloretos)	xviii

Índice de Figuras

Figura 1: Causas de deterioração de estruturas de betão armado, adaptado de (Bertolini, et al., 2004),.....	6
Figura 2: Relação entre a porosidade e a permeabilidade, adaptado de (EuroLightConR2, 1998).....	22
Figura 3: Curvas granulométricas dos agregados utilizados.....	29
Figura 4: Remoção da chapa do interior do provete.....	34
Figura 5: Provete após a remoção da chapa.....	34
Figura 6: Provetes para ensaio de carbonatação e cloretos.....	35
Figura 7: Provetes para ensaio de capilaridade e permeabilidade ao O ₂	35
Figura 8: Moldes para a betonagem dos provetes sujeitos a fendilhação natural.....	35
Figura 9: Desenho esquemático das marcações nas vigas.....	35
Figura 10: Exemplo de viga a ser ensaiada.....	36
Figura 11: Prensa hidráulica.....	36
Figura 12: Exemplo de fissura natural obtida.....	36
Figura 13: Processo de carotagem de uma viga.....	36
Figura 14: Provetes obtidos do processo de carotagem.....	37
Figura 15: Identificação da localização da fissura natural no provete final.....	37
Figura 16: Ensaio de absorção capilar.....	38
Figura 17: Equipamento utilizado para o ensaio de permeabilidade ao oxigénio.....	39
Figura 18: Ensaio de penetração de cloretos.....	40
Figura 19: Esquema pormenorizado do ensaio (adaptado de Wang, et al., 2016).....	40
Figura 20: Provetes com fissuras artificiais resultantes do ensaio.....	41
Figura 21: Borracha utilizada nas mangas.....	41
Figura 22: Provetes com fissuras naturais resultantes do ensaio.....	41
Figura 23: Impermeabilização dos provetes para realização do ensaio de resistência à carbonatação acelerada.....	42
Figura 24: Medições realizadas num provete submetido ao ensaio de resistência à carbonatação acelerada com fissura artificial.....	42
Figura 25: Cortes realizados para medição das profundidades de carbonatação aos 7 e 28 dias.....	43
Figura 26: Provetes submetidos a ensaio de resistência à carbonatação acelerada com fendas naturais.....	43
Figura 27: Coeficientes de absorção em função do tipo de agregado, relação a/c e abertura de fenda.....	47
Figura 28: Diferença de absorção entre provetes fendilhados ($Abs_{E_{fend}}$) e não fendilhados ($Abs_{E_{ref}}$) ao longo do tempo.....	50

Figura 29: Coeficiente de absorção na zona da fenda em função da \sqrt{t} , para as diferentes misturas em estudo	52
Figura 30: Ascensão de água por capilaridade num provete fendilhado.....	53
Figura 31: Esquema da altura de água equivalente absorvida por capilaridade num provete fendilhado.....	53
Figura 32: Coeficientes de permeabilidade ao oxigénio em função do tipo de agregado, relação a/c e abertura de fendas.....	54
Figura 33: Relação entre permeabilidade ao oxigénio e a relação a/c.....	55
Figura 34: Valores de K_{O_2} para diferentes relações a/c em betões convencionais.....	55
Figura 35: Valores de K_{O_2} para diferentes relações a/c em BEAL com agregado Leca.....	55
Figura 36: Coeficiente de permeabilidade, K_{O_2} , de betões de referência e fendilhados em função da relação a/c.....	56
Figura 37: Valores de K_c para diferentes relações a/c para betões convencionais.....	60
Figura 38: Valores de K_c para diferentes relações a/c para BEAL com agregado Leca.....	60
Figura 39: Frente de carbonatação a contornar o agregado leve numa mistura com agregado Leca.....	61
Figura 40: Evolução da profundidade de carbonatação nos betões de referência	62
Figura 41: Valores de $K_{c,F}$	63
Figura 42: Relação entre $K_{c,F}$ e abertura de fenda.....	65
Figura 43: Evolução da profundidade de carbonatação com o tempo, na zona corrente e da fenda.....	65
Figura 44: Fendas naturais induzidas no betão convencional.....	66
Figura 45: Fendas naturais induzidas nos BEAL com agregado Leca.....	66
Figura 46: Esquema de uma fenda natural e da sua influência sobre os agregados.....	67
Figura 47: Esquema de fenda artificial e consequente efeito de parede nas faces da fenda.....	67
Figura 48: Coeficientes de difusão de betões de referência em função da relação a/c.....	71
Figura 49: Coeficientes de difusão em zona fendilhada em função da relação a/c e abertura de fendas, para betões com fendas artificiais.....	72
Figura 50: Coeficientes de difusão em zona fendilhada em função da relação a/c e abertura de fendas, para betões com fendas naturais.....	72
Figura 51: Coeficiente de difusão em função da relação a/c, em BAN e BEAL com Leca.....	73
Figura 52: Coeficiente de difusão de cloretos nos BEAL versus relação a/c.....	73
Figura 53: Relação entre o coeficiente de difusão na zona da fenda e em zona corrente, em provetes com fendas artificiais.....	74
Figura 54: Relação entre o coeficiente de difusão de cloretos na zona da fenda e a abertura de fendas. Betões com a/c de 0,35 e fendas artificiais.....	75
Figura 55: Relação entre o coeficiente de difusão na zona da fenda e em zona corrente, nos betões com fendas naturais.....	76

Índice de Quadros

Quadro 2.1: Classificação e caracterização de fendas em elementos de betão, adaptado de (E-C107, 2006).....	12
Quadro 2.2: Classificação da fendilhação em função da respetiva abertura, (Gaspar, et al., 2007).....	13
Quadro 3.1: Propriedades geométricas dos agregados.....	29
Quadro 3.2: Características físicas dos agregados.....	30
Quadro 3.3: Composição das misturas.....	31
Quadro 3.4: Provetes produzidos para os ensaios de betão no estado endurecido.....	33
Quadro 3.5: Descrição das dimensões físicas dos provetes e condições de cura referentes aos diferentes ensaios em estado endurecido.....	33
Quadro 4.1: Características físicas e mecânicas dos betões.....	45
Quadro 4.2: Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade.....	47
Quadro 4.3: Valores do coeficiente K_{IF} para as diferentes misturas.....	51
Quadro 4.4: Coeficiente de absorção Zona corrente Vs Zona da fenda aos 10 minutos.....	52
Quadro 4.5: Valores de $h_{méd}$ e $h_{méd}/L_f$ para as diferentes misturas nos instantes 180 e 360 minutos.....	53
Quadro 4.6: Resultados do ensaio de permeabilidade ao oxigénio dos betões de referência e fendilhados.....	54
Quadro 4.7: Resultados do ensaio de resistência à carbonatação dos provetes de referência.....	59
Quadro 4.8: Resultados do ensaio de resistência à carbonatação dos provetes com fendas artificiais..	59
Quadro 4.9: Resultados do ensaio de resistência à carbonatação dos provetes com fendas naturais.....	59
Quadro 4.10: Valores de $K_{c,F}$ para as diferentes misturas e aberturas de fenda consideradas.....	63
Quadro 4.11: Estimativa do tempo médio necessário para se atingirem diferentes profundidades de carbonatação em betões fendilhados (fendas artificiais).....	69
Quadro 4.12: Estimativa do tempo médio necessário para se atingirem diferentes profundidades de carbonatação em betões fendilhados (fendas naturais).....	69
Quadro 4.13: Coeficientes de difusão de betões de referência não fendilhados.....	71
Quadro 4.14: Coeficientes de difusão em zona corrente e zona fendilhada de betões com fendas artificias.....	72
Quadro 4.15: Coeficientes de difusão em zona corrente e zona fendilhada de betões com fendas naturais.....	72

Acrónimos

BEAL - Betão estrutural de agregados leves

BAN - Betão de agregados naturais

AL - Agregado leve

a/c - Relação água / cimento

MFA - Método de fendas artificiais

Abaix. - Abaixamento

Simbologia

kg - Quilograma

m - Metro

cm - Centímetro

mm - Milímetro

µm - micrómetro

m² - Metro quadrado

m³ - Metro cúbico

l - Litro

h - Hora

min - Minuto

s - Segundo

°C - Grau Celsius

C-S-H - Silicato de cálcio hidratado

MPa - Mega Pascal

fc28d - Resistência à compressão aos 28 dias

fc28d/ pseca - Eficiência estrutural

CV - Coeficiente de variação

K_{O_2} - coeficiente de permeabilidade ao oxigénio

ρ - Massa volúmica

ρ_{fresca} - Massa volúmica fresca

ρ_{seca} - Massa volúmica seca

x_c - Profundidade de carbonatação

k_c - Coeficiente de carbonatação

C.abs - Coeficiente de absorção

K_{IF} - Coeficiente de influência da fenda

Dcl - Coeficiente de difusão de cloretos

L_f - Comprimento de fenda

w_f - abertura de fenda

1 Introdução

1.1 Considerações gerais

Atualmente, o betão armado é o material mais utilizado na construção. Durante muitos anos este material foi empregue em larga escala e em todo o tipo de estruturas, devido à sua versatilidade, adequadas propriedades mecânicas e facilidade de fabrico e aplicação.

Na sua generalidade a imagem do betão está associada a um material frio e pesado. Com o objetivo de reduzir a massa volúmica do betão e obter soluções mais leves e energeticamente mais eficientes, surge o betão estrutural com agregados leves (BEAL). A aplicação deste tipo de betão permite reduzir a carga permanente, sendo possível obter soluções construtivas mais ligeiras e mais esbeltas, com vantagens, sobretudo, ao nível de estruturas de grande porte, pontes de grande vão e obras de reabilitação.

Contudo, ao contrário do que sucede nos betões convencionais, existe ainda um reduzido conhecimento dos fenómenos que regem a durabilidade dos BEAL. São ainda escassos os trabalhos que abordam de forma abrangente a caracterização do comportamento dos BEAL, tendo em consideração diferentes tipos de agregado e classes de resistência. O menor conhecimento e a maior imprecisão na regulamentação dos BEAL são aspetos responsáveis pela relutância do meio técnico e profissional na adoção destes materiais. A falta de experiência tem sido um entrave à aplicação dos BEAL, mesmo em soluções construtivas onde se demonstra a maior viabilidade técnica e económica destes materiais.

Ao contrário do que se pensava inicialmente, o betão armado não é um material com uma durabilidade ilimitada. Na verdade, o betão armado é suscetível de diversos mecanismos de deterioração, que em certos casos podem comprometer de forma determinante a sua vida útil. Entre os vários processos existentes, a corrosão das armaduras, induzida tanto por ataque de cloretos como por carbonatação, é um dos mecanismos de degradação mais preocupantes do betão.

Nas últimas décadas tem-se verificado um esforço significativo para perceber o impacto destes processos de deterioração de elementos de betão armado, quer em betões de agregado normal (BAN) como também em BEAL. Contudo, a maioria destes estudos partem do pressuposto que o betão apresenta-se sem fendas ou imperfeições, o que geralmente não corresponde à realidade.

A abertura de fendas em estruturas de betão armado é um fenómeno praticamente inevitável devido à baixa capacidade de deformação e baixa resistência à tração do betão, pelo que, ao longo dos anos, tem-se assistido a um crescente esforço da comunidade científica para compreender melhor este fenómeno e perceber o seu impacto na durabilidade, nomeadamente na forma como a fendilhação influencia os processos de deterioração do betão, como a penetração de cloretos e a carbonatação. Alguns estudos têm sido desenvolvidos envolvendo a análise do fenómeno de fendilhação na durabilidade dos BAN. Porém, até à data, não foram encontrados estudos relevantes que abordem esta temática nos BEAL.

É precisamente neste âmbito que foi desenvolvido o presente trabalho, tendo por principal objetivo a avaliação da influência da fendilhação na durabilidade de BEAL produzidos com diferentes tipos de agregados leves.

1.2 Objetivos e metodologia de investigação

A presente dissertação, inserida numa tese de doutoramento da FCT no domínio da durabilidade do betão, tem como principal objetivo a avaliação da influência da fendilhação na durabilidade de BEAL correntemente utilizados na construção, produzidos com diferentes relações a/c e tipos de agregados leves. Pretende-se analisar a influência da fendilhação nas principais propriedades de transporte e mecanismos de deterioração do betão armado, com ênfase nos fenómenos de penetração de cloretos e carbonatação, e relacionar o comportamento relativo dos BEAL face ao dos betões convencionais de igual composição.

De modo a cumprir os objetivos propostos, foi prevista uma vasta campanha experimental que envolve a caracterização de betões pré-fendilhados produzidos com diferentes tipos de agregados, e a análise do seu desempenho relativo face a betões de referência não fendilhados. São considerados dois tipos de agregados leves de porosidade bastante distinta e pastas de diferente compacidade, de modo a ser possível abranger BEAL de várias classes de resistência e massa volúmica. Os betões são analisados em termos de algumas das suas principais propriedades de transporte (absorção capilar e permeabilidade ao gás) e resistência à carbonatação e penetração de cloretos. Os betões são sujeitos à prévia indução de fendas naturais, através de ensaios mecânicos, ou a fendas artificiais, geradas na altura da sua produção, sendo possível comparar o desempenho dos betões quando sujeitos a estes dois tipos diferentes de fendilhação. Para os diversos ensaios de caracterização, o comportamento dos BEAL é ainda comparado com o de betões convencionais de igual composição, sendo possível avaliar a influência do tipo de agregado no impacto que a fendilhação introduz na durabilidade do betão. Os vários betões não fendilhados foram ainda caracterizados em termos das suas principais propriedades no estado fresco e resistência à compressão.

1.3 Metodologia e organização do trabalho

A elaboração desta dissertação pode ser dividida em quatro etapas distintas. Em primeiro lugar, desenvolveu-se o trabalho de pesquisa bibliográfica e de recolha de informação relacionada com o tema, de forma a serem adquiridos os conhecimentos e fundamentos necessários para a compreensão e discussão da temática abordada.

Na segunda etapa procedeu-se ao planeamento e calendarização da campanha experimental, tendo para tal sido elaborado um plano das betonagens e ensaios a realizar, bem como da aquisição dos materiais e definição da composição dos betões a produzir.

A terceira etapa correspondeu à execução da campanha experimental, em que inicialmente foram realizados os ensaios de caracterização dos agregados utilizados e posteriormente, a produção e caracterização dos betões no estado fresco e endurecido.

Por fim, a última etapa deste trabalho consistiu na análise e discussão dos resultados obtidos para os diversos ensaios realizados ao longo da campanha experimental e respetiva redação da dissertação.

Em relação á organização e estrutura do presente documento, este foi elaborado com o objetivo de conferir uma abordagem e compreensão acessíveis dos objetivos já referidos. Deste modo, o documento encontra-se dividido em cinco capítulos, nos quais se encontram a introdução e a conclusão, apresentando ainda as partes referentes a referências e anexos.

No 2º capítulo, apresenta-se uma breve revisão bibliográfica do estado da arte relativo à influência da fendilhação na durabilidade do betão, sobretudo nos BAN. Numa primeira fase é focada a durabilidade dos BAN, onde são abordados os diversos mecanismos de transporte e principais causas de deterioração deste tipo de betão. Em seguida é abordado o fenómeno da fendilhação e a sua influência na durabilidade do betão. Posteriormente, abordam-se as principais caraterísticas dos BEAL, bem como dos agregados leves utilizados na sua produção. Por fim é abordado o tema da durabilidade nos BEAL.

No capítulo 3, faz-se uma descrição detalhada da campanha experimental, fazendo referência à caracterização dos agregados, composições das misturas, processo de amassadura, produção dos betões, indução de fendas naturais e artificiais e procedimentos de ensaio no estado fresco e endurecido.

No quarto capítulo, procedeu-se à apresentação e análise dos resultados obtidos no decorrer da campanha experimental.

Finalmente, no capítulo 5, apresentam-se as principais conclusões obtidas neste trabalho, sendo ainda sugeridas propostas de investigação futura.

2 Estado da arte

2.1 Introdução

Este capítulo tem como principal objetivo apresentar o estado atual da investigação sobre a influência da fendilhação na durabilidade do betão armado. Como se constatará, a investigação que tem sido desenvolvida neste domínio foca-se apenas no comportamento dos betões de massa volúmica normal (BAN), não se tendo encontrado, até à data, estudos dedicados à influência da fendilhação na durabilidade de betões estruturais de agregados leves (BEAL).

Inicialmente serão apresentadas breves considerações no âmbito da durabilidade e principais mecanismos de deterioração do betão, que se consideram úteis para a interpretação do trabalho. Posteriormente, será abordada a importância do fenómeno de fendilhação na durabilidade do betão armado, fazendo-se referência aos principais trabalhos de investigação desenvolvidos neste domínio por diferentes autores. É apresentado ainda um breve resumo do estado de conhecimento atual no domínio da durabilidade dos BEAL, que são o principal foco de investigação neste trabalho.

2.2 Durabilidade do betão

O conceito de durabilidade de um betão está relacionado com a sua capacidade de desempenhar adequadamente as suas funções durante o período de serviço pretendido em que é exposto às ações de deterioração no ambiente onde se insere (Neville 2002, Mehta & Monteiro 2006, Bogas 2011). Pode-se concluir que a durabilidade depende não só das propriedades dos materiais, mas também das condições ambientais onde se insere.

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas de betão armado, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil, observa-se nas últimas duas décadas uma tendência mundial no sentido de privilegiar os aspetos de projeto direcionados para a durabilidade e extensão da vida útil das estruturas de betão armado (Clifton, 1993). Isso demonstra que a durabilidade do betão foi posta de parte durante um longo período de tempo, devido à ideia inicial desta ser ilimitada nestes materiais.

As principais ações de deterioração no betão armado podem ser classificadas de acordo com a natureza do fenómeno que lhe dá origem, podendo ser agrupadas em ações físicas, mecânicas, biológicas, estruturais ou químicas, conforme esquematizado na Figura 1. Face a estes mecanismos de deterioração apresentados, destacam-se como sendo os de maior relevância; a corrosão da armadura, a ação gelo-degelo, a reação álcalis-sílica e o ataque de sulfatos (Mehta & Monteiro 2006, Bogas 2011). Este trabalho incidirá no estudo da degradação do betão por corrosão das armaduras induzida por penetração de cloretos e carbonatação, que são as principais causas de deterioração do betão a nível nacional. De seguida serão abordados os principais aspetos relativos à microestrutura e mecanismos de transporte no betão, que são responsáveis pela penetração de agentes agressivos no seu interior, com destaque para a água, pura ou com iões dissolvidos, o dióxido de carbono e o oxigénio (Neville, 2002).

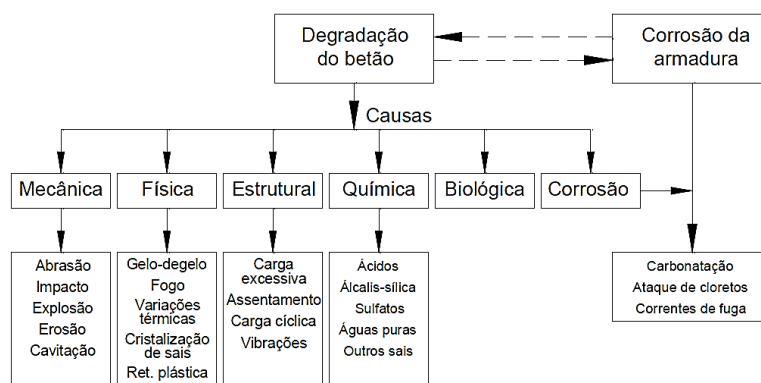


Figura 1: Causas de deterioração de estruturas de betão armado, adaptado de (Bertolini et al. 2004)

2.2.1 Microestrutura e mecanismos de transporte do betão

O betão tratando-se de um material poroso e reativo deixa-se atravessar por gases e líquidos que podem conter substâncias prejudiciais para a sua durabilidade, estas substâncias interagem química e fisicamente com os componentes do betão e armaduras nele inseridas, causando a sua degradação (Bogas, 2011). Os agentes agressivos recorrem à rede de poros contínuos, às fissuras e fendas existentes no betão para penetrarem para o seu interior. A entrada e mobilidade no betão destes agentes é feita através de vários mecanismos, entre os quais, a difusão, a absorção capilar, a migração e a permeação. O primeiro, diz respeito ao transporte de gases, iões ou vapor de água devido a gradientes de concentração; o segundo, à penetração de líquidos por ação de forças de sucção capilar; o terceiro, ao movimento de iões resultante de diferenças de potencial elétrico; o último, ao transporte de líquidos ou gases devido a gradientes de pressão (Kropp & Hilsdorf 1995, Nilsson et al. 1996, Bertolini et al. 2004, Bogas 2011).

Os mecanismos de transporte referidos acima dependem de diversos fatores tais como, a substância escoada, a sua concentração local, condições ambientais, abertura de microfendas, grau de saturação dos poros e ainda da interação das substâncias transportadas com a pasta de cimento hidratado e sua variação temporal, como sucede no caso da carbonatação e penetração de cloretos (Kropp & Hilsdorf 1995, Bertolini et al. 2004, Bogas 2011).

A estrutura porosa do betão, de que dependem todos os mecanismos referidos, exerce uma influência significativa na permeabilidade e durabilidade do betão (Silva, 2013). Esta porosidade ocorre ao nível das 3 fases presentes no betão; matriz cimentícia, agregado e interface agregado-pasta (Bogas, 2011). Na matriz cimentícia, o sistema de poros pode ser dividido tendo em conta as suas dimensões em macroporos, poros capilares e microporos (Bogas 2011, Neves 2011, Silva 2013). Os microporos, com dimensões da ordem do nanómetro, ocorrem ao nível da pasta hidratada, sendo característicos da rede formada pela ligação entre os cristais de silicato de cálcio hidratado (Metha e Monteiro 2006, Neves, 2011). Devido á sua reduzida dimensão, estes tipos de poros contribuem de forma limitada para o transporte de substâncias através da matriz cimentícia (Bertolini et al. 2004, Bogas 2011).

Por sua vez, os poros capilares podem ser caracterizados como o espaço não preenchido pelos produtos de hidratação e as partículas de cimento anidro, cujas dimensões podem atingir os micrómetros para pastas mal hidratadas ou com elevadas relações a/c. No sistema de poros capilares, se interconectados, o escoamento de fluidos e a difusão iônica são estabelecidos facilmente (Mindess et al. 2003, Mehta & Monteiro 2006, Bogas 2011). Os macroporos, podem atingir até alguns milímetros de dimensão, sendo a principal causa o aprisionamento de ar no interior do betão resultante da mistura dos constituintes, da sua colocação, ou da adição de adjuvantes introdutores de ar. Neste tipo de poros considera-se que o movimento de água é livre de forças de ligação com a superfície (Bogas 2011, Neves 2011). Desse modo, é possível concluir que a resistência à penetração de substâncias agressivas será função do volume de poros capilares, macro poros e eventual fendilhação, bem como da forma como estes se conectam (Neville 1995, Mehta & Monteiro 2006).

O volume e interconexão dos poros capilares dependem fundamentalmente da razão água/cimento (a/c) e do grau de hidratação da pasta (Bogas, 2011). À medida que a razão a/c decresce ou a hidratação progride, ocorre uma redução dos poros de maior dimensão que são preenchidos por novos produtos de hidratação, ligando-se apenas através dos microporos da pasta hidratada (Bertolini et al. 2004, Bogas 2011). Neste caso, o movimento de água e iões através dos poros capilares pode cessar e o transporte será então regulado pela microporosidade, ao nível dos espaços entre silicatos de cálcio hidratado (CSH) (Kropp & Hilsdorf, 1995). Segundo Powers et al. (1954) verifica-se um crescimento exponencial da permeabilidade da pasta de cimento com o aumento da porosidade capilar e um decréscimo acentuado desta com a diminuição da razão a/c para iguais graus de hidratação.

Segundo Kropp & Hilsdorf (1995), a permeabilidade aos líquidos e aos gases pode ser descrita de forma semelhante. No entanto, os dois fluxos causam diferentes resistências nas paredes dos poros, pois quando a concentração de moléculas é superior, no caso de um líquido, a resistência ao fluxo também irá ser superior (Gameiro, 2015). A permeabilidade a líquidos e ao gás dependem de forma diferente do teor de humidade do betão. De facto, na permeabilidade ao gás, o escoamento apenas ocorre nos vazios não ocupados por água. Assim, o transporte de gás através do betão é influenciado por diversas características da rede porosa, como o tamanho e quantidade dos poros, a sua interconectividade, o seu grau de saturação ou a abertura de microfendas (Kropp & Hilsdorf 1995, Neville 2002). No caso do dióxido de carbono e oxigénio, o processo de difusão vai diminuindo à medida que os poros vão ficando saturados pela água. Este processo torna-se praticamente desprezável quando o betão fica totalmente saturado, uma vez que a difusão do dióxido de carbono na água é cerca de 4 ordens de grandeza mais lenta do que feito através do ar (Neville, 2002). Em geral, opta-se por considerar ensaios de permeabilidade ao gás na caracterização dos betões, visto que para compacidades de pasta correntes, a permeabilidade a líquidos é pouco significativa (Neville 1995, Bogas 2011).

Em relação à difusão de iões para o interior do betão, verifica-se uma menor influência da dimensão dos poros face aos restantes mecanismos de transporte (fib 1, 1999). De facto, a difusão iónica continua a progredir nos micro poros, ainda que a baixa velocidade. Esta progressão será fundamentalmente condicionada pela tortuosidade e conectividade da estrutura porosa, bem como pela interação entre os

ões e a superfície dos poros (Kropp & Hilsdorf 1995, fib1 1999, Bogas 2011). No caso de substâncias dissolvidas, como é o caso dos íons cloreto, o processo de difusão necessita que os poros contenham uma certa quantidade de água, pois este processo só se desenvolve em meio líquido.

2.2.2 Corrosão das armaduras

Devido à elevada alcalinidade do betão, com pH usualmente superior a 13, forma-se uma película protetora na superfície das armaduras que tornam a taxa de corrosão pouco significativa. Esta proteção é designada por passivação e corresponde a uma fina camada de espessura microscópica formada à superfície das armaduras, que impede a dissolução do aço, mesmo que se verifiquem as condições ideais para esse fenómeno ocorrer, em termos de humidade e oxigénio (Richardson 2002, Bertolini et al. 2004, Mehta & Monteiro 2006, Silva 2013).

Quando ocorre a redução do pH, por carbonatação do betão, para valores inferiores a cerca de 11-11,5 (Bertolini et al. 2004, Mehta & Monteiro 2006), ou ainda quando o teor de cloretos atinge um determinado valor crítico junto às armaduras, criam-se condições para a sua despassivação, podendo iniciar-se o processo de corrosão, e conseqüentemente a formação de óxidos de ferro hidratados (ferrugem). Neste caso, as taxas de corrosão associadas à carbonatação são bastante menos significativas do que as registadas no ataque de cloretos (Bogas, 2011). No primeiro caso, a corrosão ocorre de forma moderada e generalizada e no segundo caso de forma agressiva e localizada (Bertolini et al. 2004, Neves 2011). A corrosão localizada é considerada mais perigosa do que a generalizada, uma vez que podem verificar-se perdas de secção importantes sem que haja sinais exteriores de corrosão (Costa, 1997).

Sem a adequada proteção e em presença de humidade e oxigénio, estão reunidas as condições para o início do processo de corrosão das armaduras. Este mecanismo de corrosão pode ser entendido como um processo eletroquímico que é função de quatro processos essenciais: a oxidação do ferro no ânodo (processo anódico), a redução de oxigénio no cátodo (processo catódico), o transporte de eletrões através da armadura e um fluxo de íons da região catódica para a região anódica através da solução presente nos poros do betão (Richardson 2002, Bertolini et al. 2004, Bogas 2011).

2.2.3 Penetração de cloretos

Uma das causas mais frequentes e preocupantes de deterioração do betão é a corrosão induzida por cloretos. Quando o teor de íons Cl⁻ dissolvidos na solução dos poros atinge um determinado valor crítico junto às armaduras, criam-se condições para a despassivação local das armaduras, causando a dissolução anódica do ferro, mesmo em regiões de elevada alcalinidade (Kropp & Hilsdorf 1995, Neville 1995, Bogas 2011). A principal fonte para esta contaminação resulta da penetração de cloretos provenientes do ambiente exterior, em particular de regiões marítimas, sais descongelantes utilizados em estruturas rodoviárias ou processos industriais (fib1 1999, Kropp & Hilsdorf 1995).

Se o betão não possuir fendilhação significativa ou outros defeitos importantes, a penetração de cloretos processa-se através da rede contínua de poros da pasta de cimento, da interface agregado-pasta ou por meio de microfendas. Esta penetração pode ocorrer por absorção capilar, difusão ou a

ação combinada destes dois mecanismos de transporte, estando dependente da envolvente ambiental na qual se inserem os elementos estruturais (Bogas, 2011).

Parte dos cloretos que penetram para o interior do betão é fixa fisicamente nos produtos de hidratação do cimento, ou quimicamente nos cloro-aluminatos. Os restantes ficam na forma de cloretos livres, integrando a fase aquosa da solução dos poros do betão. Estes últimos, são os que apresentam um perigo mais elevado para as armaduras (Silva, 2013). Para que ocorra a despassivação das armaduras e assim se inicie o processo de corrosão é necessário um determinado teor de cloretos, denominado como teor crítico de cloretos (c_{cr}). Existe muita discussão em torno desse valor, uma vez que 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 $(Cl^-)/(OH^-)$ (Neville 2002, Costa & Appleton 1999).

Segundo Bogas (2011), a difusão de cloretos para o interior do betão é essencialmente governada pelo teor em água, temperatura, capacidade de fixação de cloretos e dimensão e continuidade da estrutura porosa. A penetração de cloretos no betão apenas ocorre se o seu teor em água permitir estabelecer passagens contínuas de água nos seus poros capilares (Kropp & Hilsdorf, 1995). Esse limite corresponde, segundo Kropp & Hilsdorf (1995), a teores em água equilibrados com humidades relativas superiores a 60%. Diversos autores reportam reduções dos coeficientes de difusão com a diminuição da relação a/c (Halamicckova et al. 1995, Chia & Zhang 2001, Kayali & Zhu 2005, Bogas 2011). Segundo o ACI201.2R (2001), verificou-se que a permeabilidade a iões Cl^- para betões com razões a/c entre 0,4 e 0,5, é cerca de 4 a 6 vezes maior, quando comparada com betões com a/c de 0,32. Por esse motivo, este documento recomenda relações a/c inferiores a 0,4 para betões expostos em ambiente marítimo. A temperatura também tem um efeito importante sobre o ingresso de cloretos no betão. De acordo com Hussain et al. (1995), um aumento de temperatura de 20 para 70°C reduz em 5 vezes o teor crítico de cloretos. O aumento da temperatura é ainda responsável pela redução do pH e da capacidade de fixação de cloretos, estando por isso associado a maiores riscos de corrosão (Bogas, 2011).

A penetração de cloretos depende ainda das condições de exposição em que o elemento de betão se insere. Em diferentes locais, as condições de humidade e temperatura, exposição ao vento, sol ou chuva e mecanismo predominante de transporte vão condicionar a penetrabilidade de substâncias no betão (Bogas 2011, Bertolini et al. 2004). Como foi referido anteriormente, a penetração de iões de cloreto da superfície do betão para o seu interior dá-se devido aos vários mecanismos de transporte. Apesar da penetração de cloretos poder ocorrer segundo diferentes mecanismos de transporte, é comum considerar que para o interior do betão são válidas as leis de difusão, baseadas nas leis de Fick (Costa & Appleton 1999, Poulsen & Mejlbro 2006, Bogas 2011).

2.2.4 Carbonatação

Quando o dióxido de carbono (CO_2) presente na atmosfera reage com os componentes alcalinos do betão, promove uma redução do pH na solução dos poros do betão para valores inferiores a 9, processo designado por carbonatação. Dado que a película de óxido que protege as armaduras só é

estável em ambientes de elevada alcalinidade, são criadas condições para a sua despassivação e para o início do processo de corrosão (Bogas, 2011).

Em geral, devido às fracas concentrações de CO_2 na atmosfera, à elevada alcalinidade e reduzida permeabilidade do betão, a carbonatação é considerado um processo lento (ACI201.2R, 2001). Contudo, este mecanismo não deverá ser desconsiderado aquando da determinação do recobrimento a adotar para as estruturas de betão armado, visando assim salvaguardar a película passiva que protege as armaduras (Bertolini et al. 2004). O CO_2 difunde-se pelo betão e a carbonatação ocorre devido à reação química que ocorre na película de água situada nas paredes dos poros entre o CO_2 e os hidróxidos do betão, hidróxidos de sódio (NaOH), de potássio (KOH) e, com maior importância, de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). O fenómeno de carbonatação inicia-se quando ocorre a dissolução de 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

Os poros e capilares de maiores dimensões e não saturados providenciam caminhos preferenciais para a passagem de CO_2 , enquanto que os de menor dimensão e saturados estão associados a fenómenos lentos de difusão (Salta, 1996). As reações com os hidróxidos de cálcio, sódio e potássio são as principais responsáveis pela redução do pH do betão.

A taxa de carbonatação é influenciada por diversos fatores, podendo estes ser divididos em dois grupos, as condições ambientais (humidade, temperatura e concentração de CO_2 no ambiente) e os fatores intrínsecos do betão relacionados com a sua composição (capacidade de fixação de CO_2 e estrutura porosa) (ACI201.2R 2001, Neville 2002, Bertolini et al. 2004, Bogas 2011). Apesar de a difusão do CO_2 em poros saturados se processar de forma bastante mais lenta do que no ar, o betão deve possuir um mínimo de humidade de modo a permitir a dissolução do CO_2 , necessária para o desenvolvimento das reações de carbonatação. Vários autores verificaram que o intervalo mais crítico para o desenvolvimento da carbonatação corresponde a humidades relativas no ambiente entre cerca de 50 a 80% (ACI201.2R 2001, Neville 2002, Bertolini et al. 2004, Lagerblad 2005, Bogas 2011). Segundo Liang et al. (2000), as taxas de difusão e de carbonatação aumentam ainda com a temperatura, desde que os restantes fatores permaneçam constantes.

Em relação às propriedades intrínsecas do betão, Gjorv (1995) e Nunes & Helene (1998) afirmam que a capacidade de o betão fixar CO_2 é proporcional à quantidade de substâncias carbonatáveis na pasta de cimento, não apenas do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mas igualmente de outros componentes como o CSH. Outra propriedade com impacto sobre a carbonatação é a compactidade da pasta, na medida em que, para a mesma humidade relativa e maior refinamento da estrutura porosa, o grau de saturação dos poros é superior e o CO_2 penetra com mais dificuldade (Grasley et al. 2006, Lagerblad 2005). Assim, a taxa de carbonatação diminui com a redução da permeabilidade do betão, ou seja, o decréscimo da relação a/c (ACI201.2R 2001, Bertolini et al. 2004, Lagerblad 2005). Neville (1955), refere que num betão de $a/c = 0,6$, a espessura de carbonatação pode atingir cerca de 15 mm após 15 anos, ao passo que noutro betão com $a/c = 0,45$ essa profundidade seria alcançada apenas ao fim de cerca de 100 anos.

Na penetração de CO₂ no betão, este terá sempre de atravessar uma zona previamente carbonatada e a primeira lei da difusão de Fick (equação 2.1) é aplicável. Onde x_c representa a profundidade de carbonatação num dado instante t e K_c é o coeficiente de carbonatação que quantifica a evolução da frente de carbonatação em função da raiz do tempo, medida em mm/ano^{0,5}.

$$x_c = K_c \cdot \sqrt{t} \quad (2.1)$$

2.3 Fendilhação em elementos de betão armado

O fenómeno de fendilhação é praticamente inevitável em elementos de betão, devido à baixa resistência do betão à tração e ao facto se tratar de um material frágil, de reduzida ductilidade. Assim, é importante ter em consideração este fenómeno na fase de projeto e de execução de uma estrutura de betão armado.

A presença de fendilhação no betão é encarada com preocupação visto que proporciona um fácil acesso para a infiltração de agentes e substâncias agressivas para o seu interior, afetando a sua durabilidade. Sendo considerada como o sinal mais comum de deterioração de uma estrutura em betão, a presença de fendilhação tem consequências pesadas para a estrutura, tais como o aumento da permeabilidade do betão, a redução da capacidade de carga, a diminuição da sua rigidez ou alterações de aparência da estrutura (Rodríguez, 2001). Os diferentes fenómenos de retração, fluência e variações térmicas ao longo da vida útil da estrutura, a par da heterogeneidade do betão e restrição dos elementos estruturais, são fontes de fendilhação. Deste modo, o betão deve ser dimensionado considerando-se, desde logo, a possibilidade de ocorrência de fissuração.

2.3.1 Fenómeno de fendilhação

A fendilhação do betão ocorre quando este atinge a sua máxima resistência à tração. Algumas das anomalias do betão provocam o aumento de tensões internas no material, pelo que é comum o betão apresentar algum nível de fendilhação (Silva Duarte, 2011). Devido à heterogeneidade própria do betão, a fenda apresenta uma geometria irregular, verificando-se a presença de fendas nas secções mais solicitadas e/ou nas zonas singulares onde o betão apresenta maior fragilidade (Santos, 2016).

A fendilhação em elementos de betão pode ter origem enquanto este ainda se encontra no estado fresco, ou mais frequentemente, no estado endurecido. No estado fresco, a origem da fendilhação no betão está relacionada com assentamentos ou retração plástica (cura deficiente, excesso de exsudação), movimentos de construção (escoramento inadequado, baixa rigidez das cofragens, betonagem incorreta) ou por danos provocados por baixas temperaturas. Este tipo de fendas, designadas de plásticas, em geral podem ser eliminadas tendo em conta a composição do betão, a sua colocação em obra e o seu processo de cura. No estado endurecido, a fendilhação do betão pode ter origem física (fluência, retração por secagem); origem química (corrosão das armaduras, reações alcalis-agregado, carbonatação, retração autogénea); origem térmica (variações de temperatura, calor de hidratação, ciclos gelo-degelo) ou ainda origem estrutural (carregamento excessivo, erros de

execução ou projeto, assentamentos de apoio) (ConcreteSociety 1992, E-C107 2006, Araújo 2016, Santos 2016).

A correta identificação das causas de fendilhação no betão assume um papel de extrema importância, uma vez que o aspeto e o desenvolvimento das fendas estão dependentes das ações que as originam. A fendilhação pode ter origem tanto em processos intrínsecos do betão, como estar relacionada com fatores e agentes exteriores (Rodriguez 2001, Araújo 2016). No Quadro 1 encontra-se um resumo dos tipos mais comuns de fendilhação em elementos de betão, assim como o seu tipo de desenvolvimento, principais causas possíveis e tempo previsto de manifestação.

Quadro 2.1: Classificação e caracterização de fendas em elementos de betão, adaptado de (E-C107, 2006)

Tipo de fendilhação	Forma da fenda	Causas possíveis	Tempo de manifestação
Assentamento plástico	Sobre e alinhada com as armaduras, subsidência sob as armaduras	exsudação excessiva, vibração excessiva	10 min a 3 horas
Retração plástica	Diagonal ou aleatória	evaporação excessiva em idades iniciais	30 min a 6 horas
Expansão e retração térmica	Transversal	Calor de hidratação excessivo, gradiente temperatura excessivos	1 dia a 2-3 semanas
Retração de secagem	Transversal ou em malha	Excesso água na mistura, juntas ineficientes, grande espaçamento entre juntas	Semanas a meses
Ciclo gelo-degelo	Paralela à superfície do betão	Inexistência sistema de vazios adequado, agregado grosso não durável	Após 1 ou 2 Invernos
Corrosão das armaduras	Sobre as armaduras	Recobrimento inadequado, ingresso de cloretos, carbonatação	Após 2 anos
Reação álcali-agregado	Longitudinal/malha, paralelo lado menos restrito	Agregados reativos, hidróxidos alcalinos e humidade	Após 5 anos, mas casos excecionais semanas
Ataque de sulfatos	Em malha	Existência de sulfatos que promovem a formação de etringite	1 a 5 anos

No betão armado as fendas existentes devem ser caracterizadas em termos de atividade, localização, abertura, extensão, profundidade, distribuição espacial, presença de água, alinhamento e seu preenchimento (Gaspar et al. 2007, Araújo 2016).

Em termos de atividade, uma fenda pode ser caracterizada como ativa (fendas que ainda sofrem movimentos ao longo do tempo), passiva (fendas estabilizadas que não sofrem variações na sua dimensão) ou ainda como latente (fendas estabilizadas que podem tornar-se ativas após uma ação de reparação) (Mendes Silva 1998, Rodriguez 2001, Araújo 2016).

Em relação á abertura de uma fenda, existem várias propostas de classificação na literatura, podendo ser baseadas numa análise macroestrutural dos efeitos da fendilhação ou tendo em conta a perda de durabilidade do elemento. No Quadro 2.2 apresentam-se algumas propostas de diversos autores para a classificação de fendas em função da sua abertura, reunidas por Gaspar et al. 2007.

Quanto à profundidade, é necessário distinguir entre fendas superficiais e fendas profundas. As superficiais são geralmente causadas por retração plástica ou devido a gradientes de temperatura, enquanto que as profundas estão relacionadas com reações expansivas, assentamentos, cargas excessivas ou o agravamento de fendas superficiais. As fendas que se desenvolvem em profundidade são mais prejudiciais, causando efeitos mais negativos na durabilidade, na resistência mecânica do

betão e na “impermeabilização” da estrutura, enquanto as fissuras superficiais afetam essencialmente a durabilidade (Araújo, 2016).

Em relação ao alinhamento, as fendas cuja direção é coincidente com a das armaduras, representam um maior risco de deterioração em relação às fendas transversais, já que são suscetíveis de provocar o destacamento do betão de recobrimento (Coutinho, 1998).

Quadro 2.2: Classificação da fendilhação em função da respetiva abertura, (Gaspar, et al., 2007)

Autores	Abertura de fenda (mm)											
	0	0,1	0,2	0,25	0,5	1	1,5	2	3	5	15	25
CSTB/Veiga	Microfissuras / Microfendas			Fissuras/Fendas médias					Fendas/Fraturas			
Shohet	Fissura Capilar			Nível 1	Nível 2	Nível 3			Nível 5			
CIB	Desprezável		Finas			Moderadas			Largas			
BRE	Capilar		Nível 1			Nível 2			Nível 3	Nível 4		
Bidwell	Finas				Médias			Largas				
Kaminetzky	-				Ligeiras			Moderadas		Pronunciadas		

2.3.2 Cura autógena de fendas

Em materiais cimentícios, sobre condições favoráveis, as fendas existentes podem desenvolver capacidade de cura autógena, conduzindo a um atraso ou redução da taxa de corrosão (Rodriguez 2001, Sosdean 2015, Maes et al. 2016). Segundo Rodriguez (2001), os parâmetros que afetam este fenómeno de cura autógena são as condições de exposição, acesso a humidade, dimensão e atividade da fenda. Existem vários mecanismos responsáveis por este processo de cura, nomeadamente: preenchimento das fendas com produtos de corrosão, partículas soltas presentes nas paredes da própria fenda, partículas exteriores ou ainda por precipitação de calcite da água que flui através da fenda; dilatação da pasta de cimento hidratada perto das faces da fenda por absorção de água; formação de carbonato de cálcio que precipita nas faces da fenda, proveniente da dissolução do hidróxido de cálcio; em ambiente marítimo, depósito de etringite, calcite e brucite na região da fenda (Jacobsen et al. 1998, Rodriguez 2001, Sosdean 2015).

Uma questão que se torna fundamental analisar é a máxima abertura de uma fenda que consegue ser regenerada com o processo de cura autógena. Diferentes estudos, para condições de ensaio diferentes, foram efetuados nesse sentido por vários autores (Sosdean, 2015). As conclusões foram diversas, sugerindo-se gamas de abertura máxima de fendas muito variadas: 5 a 10 µm (Jacobsen & Sellevold, 1996) e (Şahmaran, et al., 2008); 53 µm (Ismail, et al., 2004); 100 µm (Reinhardt & Jooss, 2003); 200 µm (Edvardson, 1999); 205 µm (Aldea, et al., 2000); 300 µm (Clear, 1985). Este fenómeno de auto-regeneração pode ter um impacto importante na penetração de cloretos em betão fendilhado (Sosdean, 2015). Segundo Ismail et al. (2008) e Jacobsen et al. (1996) existe um efeito positivo sobre a penetração de cloretos em betão fendilhado, ocorrendo uma redução da difusão de cloretos ao longo da fenda com conseqüente aumento do seu tempo de penetração.

2.3.3 Métodos de indução de fendas em provetes de betão

De forma a ser possível realizar estudos com o objetivo de analisar a influência da fendilhação sobre elementos de betão é necessário pré-induzir fendilhação em provetes de betão. Para esse efeito existem diversos métodos que podem ser usados, sendo divididos em duas categorias principais: os métodos destrutivos que permitem obter fissuras naturais e os métodos não destrutivos que permitem a obtenção de fissuras artificiais.

Os métodos destrutivos mais utilizados são o ensaio de compressão diametral, ensaio de cunha (*Wedge splitting test - WST*), ensaio expansivo (*expansive core method - ECM*) e ensaios de flexão (Marsavina et al. 2009, Gu et al. 2015, Sosdean 2015, Blagojevic 2016). No presente trabalho foi usado o ensaio de flexão em 3 pontos, que pode ser usado para criar uma ou múltiplas fendas naturais nos elementos de betão. A abertura da fenda que se pretende é medida com recurso a transdutores de deslocamentos (*LVDT*). Este método é considerado o que gera fendas mais realistas e pode ser usado para estudar as propriedades de transporte de cloretos em betão fendilhado em condições de carga ou não solicitado. O método pode também ser usado para monitorizar o potencial e a taxa de corrosão das armaduras nos provetes de betão (Sosdean 2015, Blagojevic 2016).

Em relação aos métodos não destrutivos, o principal meio para a obtenção de fendas artificiais é designado por *método de fendas artificiais*, MFA, (*Notch method*) e consiste na colocação prévia de chapas de metal no provete de betão antes de ocorrer o seu início de presa (Marsavina et al. 2009, Gu et al. 2015, Sosdean 2015, Blagojevic 2016, Li et al. 2016). A chapa é retirada após algumas horas, ficando o provete com uma fenda artificial com as características definidas. Neste método, é possível escolher a dimensão da abertura da fenda, a sua profundidade, a sua frequência ou ainda o espaçamento entre fendas, no caso de existirem múltiplas fendas. Este método tem sido usado para estudar o efeito de fendas artificiais na penetração de cloretos em betão fendilhado (Sosdean 2015, Blagojevic 2016).

Face aos métodos com fendas naturais, o MFA tem a vantagem de permitir uma maior repetibilidade do ensaio, bem como uma maior precisão na reprodução de fendas com as aberturas e profundidades pretendidas. Contudo, o MFA tem a grande desvantagem de gerar fendas que não refletem a realidade, na medida em que alguns parâmetros característicos das fendas naturais, tais como a tortuosidade, rugosidade e conectividade entre fendas não são tidas em conta. Por outro lado, as fendas artificiais possuem paredes paralelas, ao contrário da geometria em V observada, em especial, nas fendas de flexão em estruturas reais. Outro ponto importante é o fato de as fendas artificiais, criadas por inserção de chapas, promoverem efeito de parede na superfície das fendas, o que aumenta a quantidade de finos nesta região (Marsavina et al. 2009, Quoc Vu & Stitmannaitum 2009, Sosdean 2015). A principal vantagem dos métodos destrutivos prende-se com o facto de se obter fendas com características semelhantes e comparáveis a fendas existentes em estruturas reais. No entanto, estes métodos são de difícil execução e apresentam baixa repetibilidade e precisão, sendo difícil obter fendas com as aberturas inicialmente pretendidas (Sosdean, 2015).

2.3.4 Domínio de aberturas de fendas

Apesar da fendilhação em elementos de betão ser um fenómeno aceite e praticamente inevitável, este precisa de ser monitorizado e controlado. A razão para este controlo ser necessário está relacionada, principalmente, com aspetos estéticos, garantia de estanqueidade de estruturas especiais (reservatórios e depósitos) e a proteção das armaduras de modo a não comprometer a durabilidade da estrutura (Santos, 2016). Surge, desta forma, a necessidade de se instituir valores limites ou máximos para a abertura de fendas. O Eurocódigo 2 (EN1992-1-1, 2004) é flexível no que diz respeito à escolha, por cada país, da combinação de ações e do valor máximo admissível para a abertura de fendas em relação a uma determinada classe de exposição ambiental (Blagojević, 2016).

O valor máximo aceite para a abertura de uma fenda varia de forma substancial entre os vários documentos normativos. Por exemplo, no Eurocódigo 2 (EN1992-1-1, 2004), o valor máximo recomendado para a abertura de fendas para condições ambientais agressivas e para a combinação quase-permanente de ações é de 0,3 mm e no caso de um ambiente sem agressividade, a largura de fendas é limitada a 0,4 mm por questões de ordem estética. Na norma holandesa (NEN6720, 1995) sugere-se um valor máximo de 0,2 mm para a combinação frequente de ações e o comité ACI 224 (ACI22.4R-01, 1994) indica o valor de 0,15 mm para condições de serviço (Blagojević, 2016). Neves et al. (2010) fazem referência a outras abordagens em que, para além da agressividade do meio, o limite de abertura das fendas é também estipulado em função do recobrimento das armaduras, como é o caso do documento RilemTC-122-MLC (1996).

2.4 Influência da fendilhação na durabilidade do betão

De forma a se perceber o efeito da fendilhação na durabilidade do betão, é importante compreender a sua influência nos mecanismos de transporte destes materiais. Uma vez que, como referido anteriormente, a entrada e mobilidade no betão de elementos potencialmente prejudiciais é feita através destes mecanismos.

Segundo Wang et al. (1997), a presença de fendilhação no betão interliga caminhos de fluxo e leva a um aumento da permeabilidade. Este aumento de permeabilidade do betão permite que uma maior quantidade de substâncias agressivas penetre para o interior do betão, facilitando a sua deterioração (Wang et al. 1997, Langton 2012). Pelo facto de as fendas em estruturas de betão possuírem, geralmente, uma maior dimensão do que a rede porosa do betão e das fendas estarem frequentemente conectadas com a superfície, é possível concluir que o transporte de fluidos através, e a partir, das fendas possa ser mais rápido do que pela estrutura porosa (Langton, 2012). Hearn (1999) reporta que apenas determinados tipos de fendilhação levam a um aumento da permeabilidade do betão. Este mesmo autor afirma que a fendilhação causada por fenómenos de retração por secagem, aumentam a permeabilidade de água no betão. Por outro lado, esta propriedade apresenta-se mais insensível a fenómenos de fendilhação provocada por ações mecânicas. Este fato está relacionado com as características apresentadas pelos dois tipos de fendilhação. No caso da retração de secagem, são criadas fendas aleatórias e ramificadas que ocorrem na pasta cimentícia, contribuindo assim para um aumento da porosidade do betão. Enquanto que, fendas causadas por ações mecânicas são

menores em número e caracterizadas como orientadas, localizadas, descontínuas e ocorrerem nas interfaces agregado-pasta (Hearn, 1999).

Picandet et al. (2009) reportam que a permeabilidade ao gás de um betão fendilhado, por ação mecânica, é mais sensível que a sua permeabilidade à água. Num estudo conduzido por Wang et al. (1997), foi possível concluir que a existência de fendilhação, causada por ação mecânica, leva geralmente a um maior fluxo de água no betão. Nesta campanha experimental foi verificado que para fendas com aberturas inferiores a 50 μm , a fendilhação não apresenta um efeito considerável sobre a permeabilidade. No entanto, quando a abertura da fenda se situa no intervalo entre 50 e 200 μm , foi verificado um aumento brusco na permeabilidade. Por sua vez, para aberturas de fendas superiores a 200 μm foi verificado um aumento regular, mas proporcionalmente inferior da permeabilidade à água.

A campanha experimental realizada por Aldea et al. (1999) demonstrou que mesmo para betões de elevada resistência, que possuem uma permeabilidade muito menor do que os betões convencionais, a presença de fendilhação, por ação mecânica, altera de forma significativa a permeabilidade à água do betão. Para fendas com abertura menor do que 200 μm foi reportado valores semelhantes de coeficientes de permeabilidade para betões de elevada resistência e betões convencionais. Os autores reportam ainda que para estes tipos de betão existiu um aumento significativo do coeficiente de permeabilidade com o aumento da abertura da fenda. Para aberturas menores do que 200 μm este aumento foi de uma ordem de grandeza, enquanto que para fendas superiores a 200 μm , foi verificado um incremento elevado na permeabilidade, resultados que vão contra as ilações reportadas por Wang et al. (1997). Edvardson (1999) apresentou um modelo analítico para mostrar que o fluxo de água através de uma fenda, provocada por ação mecânica, relaciona-se com o cubo da dimensão da sua abertura. Os resultados da campanha experimental conduzida por Picandet et al. (2009) parecem corroborar esta conclusão, visto que confirmam que a permeabilidade, medida em discos fendilhados por meio de ação mecânica, aumenta proporcionalmente com o cubo da dimensão da fenda.

Hansen & Nielsen (1997) estudaram a absorção de betão fendilhado, por meio de ação mecânica, e concluíram que a fendilhação aumenta a absorção de água do betão na zona da fenda. Com recurso a ciclos de gelo-degelo, de forma a introduzir fendilhação em provetes de betão, Yang et al. (2006) e Langton (2012) realizaram estudos sobre a absorção de água em betão fendilhado, concluindo que a taxa de transporte de água aumenta linearmente com a abertura da fenda. Estes autores afirmam também que, para além da abertura da fenda, fatores como a conectividade e densidade da fendilhação apresentam um forte contributo para a taxa de absorção de água no betão. Yang et al. (2006) também estudou o efeito de fendilhação provocada por ação mecânica, concluindo que este tipo de fendilhação aumenta a absorção de água por parte do betão, mas a uma taxa inferior do que a fendilhação causada por ciclos de gelo-degelo. Yang et al. (2007) indicaram que a absorção pode ser localmente alterada por uma fenda isolada, contudo esta pode não ter uma influência substancial na taxa de absorção medida numa amostra de grande dimensão. Com recurso a radiografias com neutrões, Zhang et al. (2010) observaram que fendas existentes à superfície, mesmo as de pequenas dimensões, quando

sujeitas a absorção capilar ficam preenchidas com água imediatamente após a superfície entrar em contato com a água.

Em relação ao fenômeno de difusão em elementos de betão, os trabalhos de investigação que têm em consideração o efeito da fendilhação sobre este fenômeno é ainda limitado. Para além disso, os poucos artigos publicados com referência a este tema apresentam resultados e conclusões contraditórias. Alguns trabalhos reportam uma influência importante da fendilhação no processo de difusão, enquanto outros trabalhos verificam variações pouco significativas (Gérard & Marchand, 2000). Num estudo realizado por Qi (2003), sobre a influência da fendilhação provocada por retração plástica sobre a corrosão das armaduras, concluiu-se que um aumento da abertura de fendas, de 0,25 mm para 0,50 mm, fez alterar o início de corrosão de 50 para apenas 15 dias.

É importante referir que, analisar e comparar os resultados acima reportados é uma tarefa complexa e por vezes imprecisa, uma vez que as medições das aberturas das fendas são usualmente realizadas á superfície. A forma da fenda pode variar significativamente na profundidade do betão, com a fenda a tornar-se mais estreita á medida que avançamos para o seu interior. Além disso, os valores de abertura de fenda podem variar significativamente, com um coeficiente médio de variação a rondar os 40% (Leonardt 1977, Langton 2012).

2.4.1 Cloretos

A influência da fendilhação na penetração de cloretos e na corrosão induzida por cloretos em elementos de betão tem sido tema de várias investigações nos últimos anos. A influência da fendilhação nestes fenómenos depende de diversos fatores, tais como a abertura da fenda, a frequência da fendilhação, a sua geometria, orientação e profundidade.

No que se refere á influência da fendilhação na penetração de cloretos, o parâmetro considerado mais influente pela grande maioria dos autores é a abertura da fenda á superfície do elemento de betão (Blagojević, 2016). Contudo, é também o parâmetro mais controverso, uma vez que alguns resultados apresentam diferenças significativas e o debate em volta deste parâmetro ainda se mantém ativo (Sosdean, 2015). Alguns projetos de investigação foram realizados com o objetivo de determinar a abertura de fendas crítica, ou seja, o valor limite para o qual a penetração em betão fendilhado é similar à de um betão não fendilhado. Ismail et al. (2004) reportaram um valor para a abertura de fenda de 0,053 mm, Jang et al. (2011) indicam um valor de 0,08 mm e Yoon & Schlangen (2010), tendo por base ensaios de imersão em água do mar, referem um valor de 0,012 mm para curtos períodos de exposição e 0,05 mm para longos períodos de exposição. Jin et al.(2010) reportam que, para aberturas de fendas inferior a 0,03 mm o efeito da fenda sobre a difusão de cloretos pode ser ignorado. Takewaka et al.(2003) reportam resultados semelhantes, ao afirmarem que fendas com aberturas inferiores a 0,05 mm raramente afetam a difusidade de cloretos. Estes mesmos autores, reportam que aberturas superiores a 0,1 mm, afetam de forma acentuada a difusão.

Por outro lado, nos estudos conduzidos por Audenaert et al. (2008) e Marsavina et al. (2009), para provetes de betão com fendas artificiais de aberturas entre 0,2 mm e 0,5 mm, verificaram uma pequena

influência da abertura da fenda na penetrações de cloretos. Magnat & Gurusamy (1987) estudaram a influência da fendilhação na difusão de cloretos em betão armado reforçado com fibras de aço, concluindo que para aberturas de fendas superiores a 500 μm existe um aumento mais pronunciado da penetração de cloretos, enquanto que para fendas de abertura inferior a 200 μm a difusão de cloretos foi pouco afetada. Djerbi et al. (2008), ao avaliar fendas com aberturas médias entre 30 μm a 250 μm , a partir de ensaios de migração acelerada de cloretos em regime estacionário, concluiu que o coeficiente de difusão do betão fendilhado aumenta com a abertura da fenda, mas varia de forma pouco significativa quando a abertura da fenda é superior a cerca de 80 μm . Park et al. (2012) propõe um modelo para calcular a difusão equivalente de cloretos em betão fendilhado, fazendo variar o coeficiente de difusão com o aumento da abertura de fenda. Gérard & Marchand (2000) concluíram que a presença de fendilhação, induzida por ciclos de gelo-degelo, pode levar a um aumento de 2 a 10 vezes da difusão do betão.

O impacto da abertura de fenda na taxa de corrosão das armaduras tem sido alvo de várias investigações por diversos autores. A existência de fendas possibilita que a despassivação das armaduras ocorra num espaço de tempo mais curto. Independentemente da sua origem, as fendas constituem vias preferenciais de acesso dos agentes agressivos às armaduras, sendo esse acesso mais rápido com o aumento da largura das mesmas (Neves, et al., 2010). Embora seja geralmente aceite que a presença de fendas acelera a fase de iniciação da corrosão, ainda não é bem compreendido a influência das fendas na fase de propagação da corrosão. Blagojević (2016) refere alguns autores que defendem que a abertura de fendas não afectam o comportamento no período de propagação, e outros autores que defendem que este parametro tem influência tanto na fase de iniciação como na fase de propagação de corrosão das armaduras.

Outro parâmetro que afeta a penetração de cloretos em elementos de betão é a profundidade ou comprimento da fenda. Apesar de não existirem muitos estudos centrados neste tópico, os que existem afirmam que este parâmetro tem uma influência importante na penetração de cloretos. Audenaert et al. (2008) e Marsavina et al. (2009) concluíram, a partir de estudos realizados em fendas artificiais, que a profundidade de penetração de cloretos aumenta com um aumento da profundidade da fenda, e que este efeito é mais pronunciado para maiores periodos de ensaio. Contudo, como referido as fendas artificiais apresentam características físicas diferentes das fendas naturais. Enquanto as fendas artificiais possuem abertura constante na espessura do betão, as fendas naturais desenvolvem-se em V.

2.4.2 Carbonatação

O efeito da fendilhação nos fenómenos de carbonatação e corrosão induzida por carbonatação em elementos de betão também foram alvo de várias investigações. Zhang et al. (2011) referem uma relação quase linear entre a profundidade de carbonatação e a raiz quadrada do tempo, para provetes de betão não fendilhado. No entanto, para provetes fendilhados, o desvio padrão desta relação assumiu valores superiores. Os autores concluíram ainda que provetes fendilhados apresentam uma maior profundidade de carbonatação. Para aberturas de fenda entre 0 e 0,5 mm, Sullivan-Green (2005) refere

variações pouco significativas entre a abertura de fendas e a evolução da frente de carbonatação no betão. O autor refere ainda que não é válida uma relação linear entre a abertura de fenda e a profundidade de carbonatação para todos os casos, sendo possível que a curva de relação entre estes dois fatores possa ter um desenvolvimento em forma de “S”, com um patamar inferior e um patamar superior, ligados por uma curva de transição. Fora do intervalo, em que a profundidade de carbonatação varia de forma aproximadamente linear com a abertura de fendas, a taxa de carbonatação deixa de ser governada pela abertura de fendas, passando esta característica a ser função das reações superficiais do material.

Os resultados obtidos por Talukdar et al. (2012) sugerem que a presença de fendilhação afeta severamente a profundidade de carbonatação em elementos de betão, causando uma variação significativa de provete para provete, dependendo das características das fendas. Os resultados evidenciam ainda que ocorre uma rápida difusão de CO_2 através da fenda, ocorrendo em seguida a carbonatação na direção ortogonal a esta. Estes mesmos autores sugerem que o efeito da fendilhação deverá ser maior do que o efeito de um aumento de temperatura ou um aumento da concentração atmosférica de CO_2 . Neves et al. (2010) verificaram um aumento da espessura de material carbonatado nas fendas com o incremento da sua abertura. Foi ainda reportado que para o caso de aberturas da ordem de 1 mm, ou superiores, a taxa de carbonatação na fenda é idêntica à que ocorre na superfície do betão, e quando a abertura se reduz para valores próximos de 0,5 mm, a taxa de carbonatação na fenda reduz-se até 40% da verificada na superfície, mantendo-se neste valor para aberturas inferiores. Recorrendo a fendas artificiais, com aberturas entre 0 e 0,62 mm e com uma profundidade constante de 20 mm, Zhang et al. (2011) concluíram que a profundidade de carbonatação aumenta rapidamente quando a abertura das fendas varia entre 0 e 0,1 mm. Para aberturas de fendas superiores a 0,1 mm, a profundidade de carbonatação cresce mais lentamente. Os mesmos autores concluem que a presença de fendilhação acelera a carbonatação do betão e que a abertura de fenda de 0,1 mm pode ser considerada como o valor limite, a partir do qual a influência de fendilhação sobre o fenómeno de carbonatação perde magnitude. Simas (2007) observou uma relação linear entre a abertura de fenda e a profundidade de carbonatação em provetes previamente fendilhados. O efeito da abertura de fendas tendeu a agravar-se ao longo do tempo.

Em relação ao fenómeno de corrosão das armaduras induzida por carbonatação, os resultados obtidos na campanha experimental conduzida por Ghantous et al. (2017) sugerem que, após a fase de iniciação, o potencial de corrosão livre aumenta independentemente da abertura de fendas. Foi observado também que a zona corroída corresponde à zona carbonatada. Perante este facto, os autores concluíram que durante o processo de corrosão, os produtos resultantes selam a fenda e atuam como barreira para o oxigénio e difusão de água, diminuído assim a propagação da corrosão. Segundo Simas (2007), dependendo da abertura de fendas e da quantidade de iões OH^- e de água no interior das mesmas, o processo de carbonatação pode ser responsável pela cura autógena das fendas.

2.5 Betão estrutural de agregados leves

Os betões correntes de massa volúmica normal (BAN), são caracterizados por massas volúmicas elevadas que variam entre cerca de 2300 e 2500 kg/m³ e coeficientes de condutibilidade geralmente superiores a 1,5 w/m °C. Porém, a possibilidade de diminuir a massa volúmica, tem consequências diretas na redução da carga permanente e na melhoria das propriedades de isolamento térmico, permitindo uma maior versatilidade destes materiais. Neste aspeto, o betão estrutural de agregados leves surge como resposta às necessidades estruturais e construtivas de se procurarem soluções mais ligeiras e energeticamente mais eficientes (Bogas, 2011).

A norma Europeia NP EN206-1 (2005), define o betão leve recorrendo ao conceito de massa volúmica, estabelecendo como tal todos os betões cujos valores da massa volúmica se situem entre os 800 e os 2000 kg/m³, após secagem em estufa. A principal característica que diferencia os BEAL dos BAN é a sua massa volúmica. Segundo Bogas (2011), esta propriedade varia com o teor de cimento, relação a/c e ainda com as diferentes características do agregado (tipo, volume, teor em água, absorção). Os agregados leves usados para a produção de betões leves são caracterizados por possuírem uma estrutura porosa que lhes confere menor massa volúmica e menor coeficiente de condutibilidade térmica (FIP 1983, Bogas 2011). As normas europeias EN13055-1 (2002) e NPEN206-1 (2005), definem os agregados leves como agregados de origem mineral com massa volúmica, após secagem em estufa, menor ou igual a 2000 kg/m³ ou com baridade inferior a 1200 kg/m³ (Bogas, 2011).

Para a produção de BEAL é comum a utilização de agregados de argila, xisto e ardósia expandida, agregados naturais de origem vulcânica, ou agregados de escórias e cinzas volantes (Gameiro, 2015). Os agregados referidos acima são os únicos que possuem as características mecânicas para a produção de betões leves com funções estruturais, usualmente associados a massas volúmicas superiores a cerca de 1400 kg/m³ (Bogas, 2011). Estes agregados podem formar-se na natureza ou ser produzidos a partir de matérias-primas naturais, por exemplo a argila, ou matérias-primas resultantes de subprodutos industriais, como é o caso das cinzas volantes ou das escórias de alto-forno (Holm & Bremner, 2000).

As características dos BEAL são fortemente influenciadas pelas propriedades dos seus agregados, tanto ao nível da influência direta nas propriedades mecânicas e massa volúmica do betão, como ao nível da retração, fluência e durabilidade do betão (Bogas, 2011). Segundo Bogas (2011), alguns dos benefícios da incorporação de agregados leves nas propriedades mecânicas e de durabilidade tem sido atribuído à melhor compatibilidade elástica existente entre o agregado e a pasta, à melhor qualidade atingida na zona de contacto entre estas duas fases e ao prolongamento da cura interna com benefícios ao nível da hidratação do cimento e da fissuração em idades jovens. Como referido acima, outro aspeto positivo da sua utilização é a melhoria no isolamento térmico em relação aos BAN (Barrientos, et al., 2001), embora este aspeto tenha mais importância nos betões não estruturais.

No entanto, e devido à natureza porosa dos agregados leves e à sua maior absorção, exigem-se maiores cuidados no controlo de trabalhabilidade dos BEAL no estado fresco. A compensação de água da mistura e o controlo da segregação são algumas das dificuldades normalmente apontadas a estes betões (FIP 1983, Holm & Bremner 2000). Outra desvantagem do uso dos BEAL está relacionada com o seu maior custo inicial e menor conhecimento técnico na sua aplicação face aos BAN. Porém, tendo em conta outros custos relacionados com o dimensionamento, construção e exploração das estruturas, os BEAL podem revelar-se vantajosos (Bogas, 2011). Em geral, é possível concluir que o uso dos BEAL é especialmente atrativo quando a carga permanente é condicionante relativamente às restantes ações variáveis, tal como sucede em pontes de grande vão, estruturas de grande porte, construções marítimas, zonas com fraca capacidade do solo de fundação e obras de reabilitação (Bogas, 2011).

2.5.1 Durabilidade dos BEAL

A durabilidade dos BEAL tem sido testemunhada desde a antiguidade, pelo seu excelente desempenho evidenciado em estruturas construídas há mais de 2000 anos, que sobreviveram até aos dias de hoje sem grandes sinais de deterioração. Alguns exemplos de durabilidade deste tipo de betão, são o porto de Cosa na costa ocidental Italiana e a cúpula do panteão de Roma, onde foram utilizados com sucesso agregados vulcânicos (Holm & Bremner 2000, Chandra & Berntsson 2003, Bogas 2011). Porém, tratam-se de aplicações de betão não armado, cuja durabilidade é intrinsecamente superior. Outros exemplos da elevada durabilidade dos BEAL são a sua aplicação na indústria naval, sendo frequente o exemplo de um dos barcos construído durante a 2ª guerra mundial, que após 5 décadas de exposição marítima e ações cíclicas de gelo-degelo evidenciou deterioração pouco significativa (Holm, et al., 1988). A durabilidade é igualmente demonstrada em pontes e edifícios que após mais de meio século de utilização encontram-se em adequadas condições (ConcreteSociety 1981, ConcreteSociety 1985, Bogas 2011).

2.5.1.1 Mecanismos de transporte

Como referido, as grandes diferenças entre os BEAL e os BAN são a porosidade e a massa volúmica. No caso dos BEAL, o agregado leve possui, geralmente, uma porosidade superior quando comparado com a matriz cimentícia, podendo constituir-se como um caminho preferencial para a penetração de substâncias agressivas. Segundo Bogas (2011), os agregados leves são caracterizados por uma vasta rede de poros abertos interconectados tridimensionalmente, com dimensões cerca de uma a duas ordens de grandeza superiores aos poros da pasta de cimento, o que leva a que este tipo de agregados possuam uma penetrabilidade superior à da pasta.

Analisando a porosidade global conjunta dos agregados e da pasta, a porosidade nos BEAL pode ascender ao triplo da evidenciada pelos BAN (Cortês, 2015). Tendo em conta este aumento de porosidade e a característica de interconexão dos poros dos agregados leves, Liu et al. (2010) refere que é expectável uma menor resistência à penetração de substâncias agressivas por parte dos BEAL. Por outro lado, os BEAL estão usualmente associados a menor relação a/c, resultando assim numa matriz cimentícia mais compacta (Ferreira, 2015). Em termos de permeabilidade, o sistema compósito agregado-pasta deve ser analisado como um todo. Quando se analisa a permeabilidade de um material,

interessa distinguir o nível de porosidade aberta e fechada, dado que é a conectividade e a acessibilidade da estrutura porosa que condicionam esta propriedade (Bogas 2011, EuroLightcon R2 1998). Na Figura 2 é possível observar que, apesar de um material apresentar elevada porosidade, a sua permeabilidade pode ser muito reduzida.

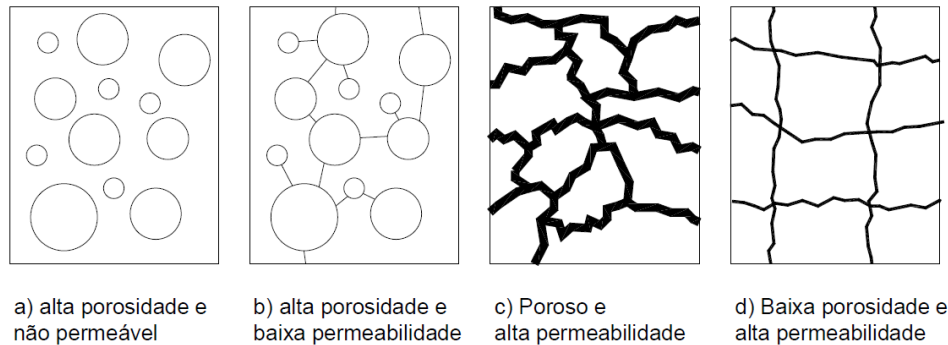


Figura 2: Relação entre a porosidade e a permeabilidade, adaptado de (EuroLightConR2, 1998)

Nos BEAL, as partículas de agregado leve encontram-se isoladamente dispersas pelo betão, sendo usualmente envolvidas por pastas de reduzida conectividade. A fração de capilares interconectáveis em pastas com um grau médio de hidratação e relação a/c inferior a 0,5 é reduzida, o que, segundo o EuroLightConR2 (1998), leva à conclusão que o comportamento dos BEAL tende para a situação apresentada na Figura 2.b. Ou seja, apesar de os BEAL estarem associados a maiores níveis de porosidade, tal não significa necessariamente que apresentem maior permeabilidade (Liu et al. 2010, Bogas 2011).

Tendo em conta que a zona de interface pode ter uma contribuição importante na permeabilidade, principalmente quando se tem em consideração que existe uma grande probabilidade destas regiões se intercetarem e estabelecerem passagens contínuas para o transporte de substâncias (Garboczi, 1995), a utilização de agregados leves torna-se vantajosa dado que proporciona zonas de interface de melhor qualidade, associadas a maiores níveis de compacidade (Hammer & Hansen 2000, Bogas 2011). Segundo o FIP (1983), esta é a principal razão para os BEAL poderem possuir permeabilidades da mesma ordem de grandeza ou, até mesmo, inferior à dos BAN. Vaysburd (1992) refere que nos BEAL a penetração de água é feita essencialmente pela pasta, contrariamente aos BAN, nos quais o processo ocorre através da pasta cimentícia e da zona de interface pasta/agregado. Assim, os betões devem ser caracterizados pela inter-relação dos três níveis de porosidade associados às fases presentes (agregado, pasta e interface).

Para além dos aspetos referidos, Bogas (2011) afirma que os BEAL estão usualmente associados a pastas de menor relação a/c e menor volume de agregados do que os BAN de igual nível de resistência, o que contribui para o aumento da compacidade da matriz que envolve os agregados e para a redução da percentagem de zonas de interface no betão. Segundo Bardhan-Roy (1995), os agregados leves são distribuídos e envolvidos por uma pasta de elevada qualidade, podendo resultar numa redução da permeabilidade à água ou ao gás devido à quebra de continuidade dos poros nas

partículas de agregado, à presença de matrizes mais compactas para iguais níveis de resistência e à menor microfendilhação e porosidade da zona de interface.

Assim, embora os agregados leves sejam mais porosos, várias investigações demonstram que os BEAL possuem igual ou menor permeabilidade à água do que os BAN (Vaysburd 1996, Bogas 2011, Bogas et al. 2014, Bogas & Gomes 2014, Bogas & Gomes 2015). De facto, vários autores corroboram a ideia de que a durabilidade dos BEAL, tal como sucede nos BAN, é primariamente governada pela qualidade da pasta de cimento, tendo menor importância a porosidade dos agregados. No entanto, a importância relativa dos agregados aumenta quando estes são constituídos por estruturas porosas demasiado abertas e não apresentam películas externas de maior densidade, como é o caso de grande parte dos agregados vulcânicos (Bogas 2011, Bogas & Gomes 2014).

Em relação ao fluxo de gases, a permeabilidade e a difusibilidade regem-se pelo teor em água no betão. No que diz respeito ao tempo de secagem e às migrações de água que ocorrem no interior do betão, os betões leves apresentam diferenças significativas quando comparados com os betões convencionais. Neste aspeto, a quantidade de água nos BEAL é geralmente superior à dos BAN, pelo menos em idades mais jovens (FIP, 1983). No caso da utilização de agregados leves, o aumento do teor inicial em água (Smeplass, 2000), que numa fase mais adiantada do processo de cura fará com que estas partículas atuem como pequenos reservatórios abastecedores de humidade, leva a que os poros da matriz cimentícia se mantenham saturados, dificultando assim a difusão de gases. Assim, os períodos de secagem tendem a ser mais prolongados e a humidade no betão demora mais tempo a atingir o equilíbrio (FIP 1983, Bogas 2011). Na literatura verifica-se que não existe um consenso entre autores sobre uma maior ou menor permeabilidade ao gás por parte dos BEAL face aos BAN (Mays & Barnes 1991, Lydon 1995, Bogas 2011, Real & Bogas 2017). A maior ou menor permeabilidade ao gás dos BEAL, para além de ser condicionada pelas características físicas da pasta e da zona de transição, é igualmente afetada pelas condições de ensaio e pré-condicionamento (Real & Bogas, 2017).

A absorção capilar é um mecanismo que, tal como sucede no transporte de gases, é afetado pelo teor em água nos BEAL. Em relação a este mecanismo, os BEAL apresentam comportamentos diferentes consoante o teor em água inicial do agregado (Punkki & Gjorv 1995, Elsharief et al. 2005). Ao contrário do reportado por outros autores, Bogas et al. (2014) constata que a absorção capilar nos BEAL pode ser pelo menos semelhante à dos BAN. O autor atribui este comportamento ao facto de ocorrer um corte na absorção capilar, quando se faz a transição da porosidade da pasta para a porosidade grosseira do agregado.

2.5.1.2 Penetração de cloretos nos BEAL

O ingresso de cloretos no betão depende dos coeficientes de difusão dos agregados, matriz cimentícia e zonas de interface agregado-pasta. No caso dos BEAL a difusão pode ocorrer pelos agregados, que evidenciam coeficientes de difusão superiores aos agregados naturais e inferiores aos de pastas de composições correntes, mas verifica-se que esta depende sobretudo da qualidade da pasta e das zonas de interface (Liu et al. 2010, Bogas 2011). Ao contrário do que sucede no transporte de gases, a difusão de iões vai ser superior em meio saturado. Neste sentido, caso os agregados não

se apresentem inicialmente saturados, o ingresso de cloretos através das partículas só deverá ocorrer por permeabilidade ou de forma menos efetiva, por absorção capilar (Bogas, 2011).

Diversos autores reportam campanhas experimentais em estruturas existentes que demonstram uma resistência dos BEAL à penetração de cloretos, em geral, pelo menos tão elevada como a dos BAN (Ohuchi et al. 1984, Hammer & Hansen 2000, Holm & Bremner 2000, Liu et al. 2010, Bogas 2011). Numa campanha levada a cabo por Chia e Zang (2002), onde foram realizados ensaios de imersão e ensaios acelerados de acordo com a ASTM C1202 foi analisada a resistência à penetração de cloretos em BEAL e BAN de igual composição, para relações a/c de 0,35 e 0,55. Estes autores constataram que independentemente do nível de resistência dos betões, o comportamento dos BEAL é similar ao dos BAN, referindo ainda que após a realização dos ensaios observou-se que as partículas de agregados leves não apresentavam indícios de cloretos no seu interior. Os autores afirmam que este fenómeno pode estar relacionado com a barreira criada pela película externa de agregado leve em conjunto com a elevada qualidade da zona de transição, concluindo que a qualidade da pasta é o principal fator responsável pela penetrabilidade de cloretos no betão.

Bogas (2011) verifica que, para betões com cimento tipo I e relação a/c entre 0,35 e 0,45, o coeficiente de difusão de cloretos, obtido através de ensaios de migração acelerada (RCMT), realizados de acordo com a especificação E 463 (2004), assume a mesma ordem de grandeza nos BAN e nos BEAL, embora seja ligeiramente superior nos últimos. Dadas as reduzidas diferenças entre os betões analisados, os resultados confirmam a maior preponderância da qualidade da pasta na resistência à penetração de cloretos. O autor justifica esta semelhança de resultados entre BAN e BEAL pela menor acessibilidade dos agregados leves situados na região mais interna dos provetes. Hammer (1995) e Gjørsv et al. (1994) referem também que o tipo de agregado teve pouco significado no transporte de cloretos.

Os recentes estudos de Bogas & Gomes (2015) e Real et al. (2015) salientam o facto de pelo menos para relações a/c inferiores a 0,45, a difusão de cloretos no betão ser praticamente independente do tipo de agregado. Apenas nos agregados leves de elevada porosidade, o desempenho tende a ser ligeiramente inferior.

2.5.1.3 Carbonatação nos BEAL

Devido à sua maior porosidade, os agregados leves deverão apresentar menores resistência à difusão de gases, e, por conseguinte, a resistência à carbonatação deverá ser inferior (CEB-FIP 1977, FIP 1983, Newman 1993, Bogas 2011).

Segundo o CEB-FIP (1977) e FIP (1983), visto que a maioria dos agregados leves tem uma fraca resistência à difusão de CO₂, é essencial isolar as partículas de agregado na pasta evitando que se estabeleçam pontes de difusão entre elas. Estes mesmos autores afirmam que, na hipótese de se estabelecerem pontes de agregados entre a armadura e a superfície do betão, pode existir um maior risco de corrosão. Vaysburd (1992) salienta que este aspeto deverá ter menor importância para agregados de maior densidade, com estruturas porosas fechadas e pouco conectáveis. Em alguns

documentos recomenda-se a adoção de medidas prescritivas para que não se estabeleçam as pontes de difusão entre o meio exterior e as armaduras, como por exemplo a consideração de uma espessura de recobrimento que seja, no mínimo, 5 mm superior a dimensão máxima do agregado (Bogas 2011).

Tal como referido, devido à maior humidade dos BEAL, poderá ocorrer uma maior resistência à difusão de gases na pasta, pelo menos durante o período inicial em que não é estabelecido o equilíbrio com o ambiente (Bogas 2011). No entanto, assim que ocorre uma redução na humidade relativa do betão, a água inicialmente armazenada nos agregados é removida e estes ficam disponíveis para participar na difusão de gases. Assim, a participação dos agregados na difusão de gases deverá ser mais importante do que na difusão de iões em meio líquido (Bogas 2011).

Segundo Newman (1993), tal como sucede nos BAN, os agregados de maior porosidade permitem maior difusão de gases. Todavia, se as partículas de agregado forem bem distribuídas em pastas de elevada qualidade, a taxa de carbonatação nos BEAL tende a ser similar à dos BAN. Outros autores, como Grimer (1967), Swamy e Jiang (1992) e Bilodeau et al. (1995), demonstram que é possível produzir BEAL com elevada resistência à carbonatação, desde que se providenciem pastas de elevada qualidade com baixa relação a/c. Porém, Vieira (2003) observa maiores profundidades de carbonatação em BEAL produzidos com agregados leves mais porosos do que em BAN de igual composição. No entanto, em betões com agregados leves menos porosos, a profundidade de carbonatação foi semelhante. Recentemente, Bogas et al. (2016) demonstra que a carbonatação dos BEAL desenvolve-se segundo um modelo bifásico, em que se demonstra que pelo menos durante os primeiros anos a taxa de carbonatação tende a ser semelhante nos BEAL e nos BAN.

2.5.2 Influência da fendilhação sobre os BEALS

Ao contrário do que sucede nos BAN, a influência da fendilhação sobre a durabilidade dos BEAL é um tema que ainda não foi abordado na literatura. Pelo menos em relação à bibliografia consultada, não foi possível encontrar nenhum estudo ou referência a trabalhos desenvolvidos neste tema. Assim, e em face da importância que a fendilhação pode assumir na durabilidade, conforme salientado em 2.3, justifica-se a realização de trabalhos que visem o comportamento dos BEAL sobre condições de fendilhação. Desse modo, é possível perceber se pode ou não ocorrer uma maior participação dos agregados leves nos mecanismos de transporte, dado que podem deixar de estar protegidos pela pasta circundante, conforme se constatou em ensaios laboratoriais sobre betões não fendilhados (2.5.1).

3 Campanha Experimental

3.1 Introdução

No seguinte capítulo serão apresentados os materiais utilizados, assim como os vários procedimentos e ensaios realizados ao longo da campanha experimental, que teve como objetivo analisar a influência da presença de fendilhação na durabilidade de betões estruturais de agregados leves e caracterizar o seu comportamento relativo face aos betões de massa volúmica normal de idêntica composição. Após caracterização dos materiais, formulação das composições e produção dos provetes, descrevem-se os ensaios realizados na campanha experimental, fazendo referência às normas adotadas sempre que aplicável.

A campanha experimental foi realizada no Laboratório de Construção do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura do Instituto Superior Técnico. Importa ainda referir que este trabalho foi integrado e desenvolvido no âmbito de um trabalho de doutoramento a decorrer no domínio da durabilidade do betão sujeito a diferentes condições de exposição.

3.2 Planeamento

A campanha experimental dividiu-se em quatro fases distintas. Numa primeira fase procedeu-se à seleção dos materiais, planeamento da campanha experimental e definição das composições a caracterizar no âmbito deste trabalho. De seguida procedeu-se à caracterização dos agregados leves e de massa volúmica normal utilizados na produção dos betões, tendo por base os ensaios de análise granulométrica (NP EN 933-1 / NP EN 12620), massa volúmica e absorção de água (NP EN1097-6), baridade (NP EN1097-3) e índice de forma (NP EN 933-4 / NP EN 12620). Em relação aos restantes materiais, nomeadamente o cimento e adjuvantes, foram considerados os dados de caracterização indicados pelo fabricante.

Numa terceira fase procedeu-se à produção dos betões e preparação dos provetes a utilizar nos ensaios de caracterização do betão. Finalmente, foram efetuados os ensaios de caracterização no estado fresco, com a realização dos ensaios de abaixamento (NP EN12350-2) e massa volúmica (NP EN12350-6) e ensaios de caracterização no estado endurecido com os ensaios de massa volúmica seca (NP EN12390-7), resistência à compressão (NP EN12390-3), capilaridade (LNEC E393), permeabilidade ao oxigénio (LNEC E392), resistência à penetração de cloretos (LNEC E463) e resistência à carbonatação (LNEC E391).

3.3 Materiais, Composição e formulação das misturas

De modo a cumprir os objetivos deste trabalho e de forma a abranger o domínio dos betões leves estruturais correntes, foram definidas diferentes composições produzidas com distintos a/c (0,35 e 0,55) e tipos de agregado grosso (2 tipos de agregado leve e 1 tipo de agregado de massa volúmica normal). Foram também produzidas composições de referência de massa volúmica normal de modo a analisar o desempenho relativo dos BEAL face aos BAN.

3.3.1 Materiais utilizados

Para a realização deste trabalho foram adotados dois tipos de agregados grossos leves de porosidade muito distinta, um agregado de argila expandida (Leca) e um agregado de ardósia expandida de maior massa volúmica (Stalite). Os agregados leves são fabricados com recurso a um forno rotativo, com capacidade de atingir temperaturas superiores a 1100°C. No caso da argila, no interior do forno rotativo ocorre a sua expansão controlada seguida de fragmentação, que consiste na conformação dos grânulos através de uma série de “correias” dispostas ao longo do forno e que permite a obtenção de várias classes granulométricas. No caso da ardósia, esta é esmagada, pré-aquecida e inserida no forno rotativo, devido ao calor ocorre a sua expansão com a formação de pequenos vazios desconexos uniformemente distribuídos. Após este processo, o material é triturado e peneirado para granulometrias diversas.

Em relação aos betões de referência de massa volúmica normal foram adotados três tipos de agregados grossos britados de origem calcária (Bago de arroz, Brita 1 e Brita 2). Na produção de todos os betões foram usados dois tipos de areias naturais siliciosas (Areia grossa e Areia fina).

No presente estudo foi utilizado cimento tipo I 42,5R, gentilmente fornecido pela empresa Secil de Outão, em Setúbal. A ficha técnica do cimento utilizado está presente no anexo A, os ensaios de caracterização do cimento foram efectuados e fornecidos pela empresa Secil. Em relação a adjuvantes, neste trabalho foi utilizado superplastificante de base policarboxílica, fornecido pela empresa BASF. As suas propriedades encontram-se apresentadas no Anexo B.

3.3.2 Caracterização dos agregados

De seguida será realizada uma breve síntese dos ensaios de caracterização dos agregados.

3.3.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica dos agregados foi realizada de acordo com as normas NP EN 933-1 e NP EN 12620. Este ensaio tem como objetivo caracterizar os agregados quanto ao tamanho e à distribuição das suas partículas, permitindo a sua representação através de curvas granulométricas. No quadro 3.1 e Figura 3 resumem-se as curvas granulométricas obtidas para cada agregado e que serviram de base para a formulação dos betões.

Quadro 3.1: Propriedades geométricas dos agregados

Malha (mm)	Passado Acumulado (%)					Agregados Leves	
	Agregados Naturais					Leca	Stalite
	Areia Fina	Areia Grossa	Bago de Arroz	Brita 1	Brita 2		
22,4	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
20	100,00	100,00	100,00	100,00	97,00	100,00	100,00
16	100,00	100,00	100,00	100,00	76,05	100,00	100,00
12,5	100,00	100,00	100,00	98,61	28,30	99,66	84,83
11,2	100,00	100,00	100,00	92,68	13,91	97,25	62,13
10	100,00	100,00	100,00	82,27	5,70	92,76	46,64
8	100,00	99,91	99,91	48,89	1,56	76,36	18,66
6,3	100,00	99,39	99,62	16,84	0,62	50,35	5,18
5,6	100,00	98,95	94,52	6,75	0,51	35,23	2,77
4	99,99	97,04	34,05	0,87	0,43	9,67	1,03
3,35	99,96	94,96	18,02	0,52	0,33	-	-
2	99,93	82,37	3,23	0,32	0,33	2,54	0,47
1	99,36	45,83	1,30	0,30	0,33	1,55	0,40
0,5	79,78	12,59	1,12	0,30	0,33	1,23	0,37
0,25	17,76	2,91	1,12	0,30	0,33	1,19	0,32
0,125	0,31	1,12	1,12	0,30	0,13	0,85	0,27
0,063	0,03	0,86	1,12	0,30	0,03	0,49	0,20
Refugo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dmáx	1	3,35	5,60	10	20	10	12,50
dmin	0,25	0,5	3,35	6,30	11,2	4	8,00
Categoria	GF85	GF85	Gc85/20	Gc80/20	Gc85/20	Gc85/20	Gc80/20
MF	2,00	3,60	5,60	6,50	7,00	6,1	6,80

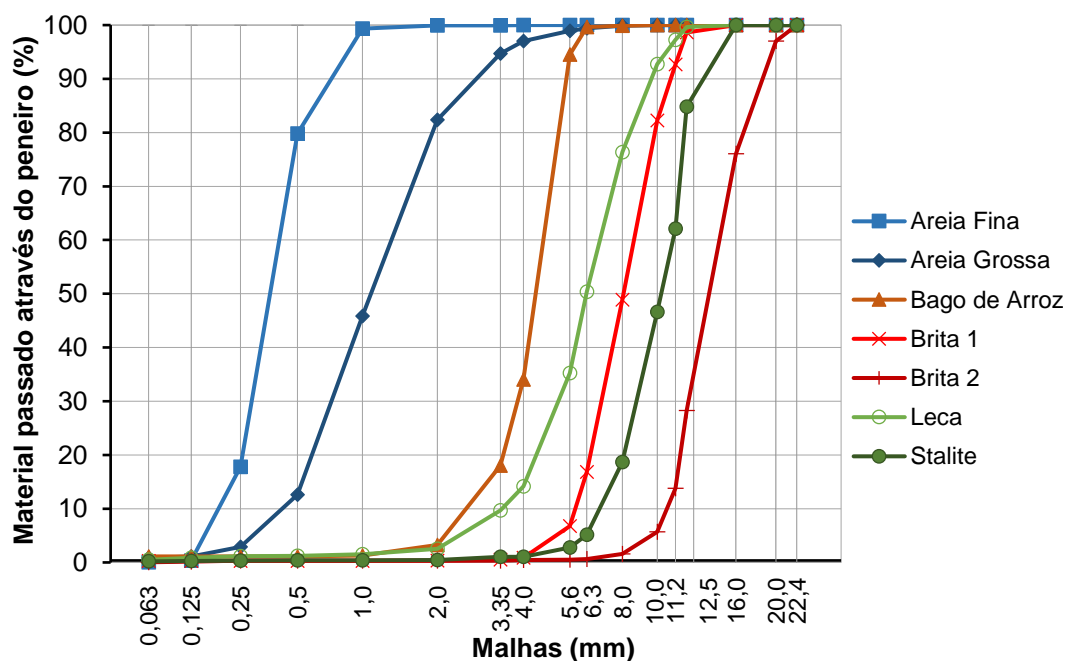


Figura 3: Curvas granulométricas dos agregados utilizados

3.3.2.2 Massa volúmica e absorção de água

A avaliação da massa volúmica e a absorção de água dos agregados foram efetuadas de acordo com a norma NP EN 1097-6, tendo em conta o método do picnómetro. Tendo por base esta norma foram determinadas as massas volúmicas das partículas secas em estufa, do material impermeável das partículas e das partículas saturadas com superfície secas que se indicam no Quadro 3.2. A absorção de água às 24h é simplesmente calculada tendo por base a determinação da massa dos

agregados secos em estufa e da massa do mesmo agregado saturado com superfície seca, após um período de imersão de 24h (Quadro 3.2). Destaca-se o facto de se considerarem para este trabalho dois tipos bastante diferentes de agregados leves, com massa volúmica e absorção de água muito distintas. Desse modo, é possível aumentar a validade do estudo realizado, sendo analisar a influência dos agregados leves na durabilidade dos betões para porosidades distintas.

3.3.2.3 Baridade

A baridade dos agregados foi determinada de acordo com a norma NP EN 1097-3. O ensaio consiste em encher um recipiente específico de agregado previamente seco em estufa, determinando-se desta forma a baridade. A baridade de um agregado depende do modo como as suas partículas são arrumadas no recipiente que ocupam, ou seja, da granulometria e forma do agregado. No Quadro 3.2 indicam-se os valores da baridade e percentagem de vazios entre partículas de agregado.

3.3.2.4 Índice de forma

O índice de forma foi determinado segundo as normas NP EN 933-4 e NP EN 12620 (Quadro 3.2). Este ensaio reflete a relação entre a maior e a menor dimensão do agregado, quantificando a proporção de partículas alongadas no agregado. Desse modo, o ensaio permite transmitir uma ideia da adequabilidade do agregado para a produção de betão e a maior ou menor dificuldade em trabalhar as composições no estado fresco. Dado que a Stalite passar por uma fase de britagem durante o seu fabrico, o índice forma aproxima-se do obtido nos agregados de massa volúmica normal.

Quadro 3.2: Características físicas dos agregados

Propriedade	Areia natural siliciosa		Agregados naturais calcários			Agregados leves	
	Areia Fina	Areia Grossa	Bago de Arroz	Brita 1	Brita 2	Leca	Stalite
Absorção de água às 24 h (%)	0,19	0,26	0,73	0,35	1,05	16,28	3,57
Massa volúmica das partículas secas em estufa (Kg/m ³)	2605	2617	2646	2683	2618	969	1483
Massa volúmica do material impermeável das partículas (kg/m ³)	2618	2599	2698	2709	2693	1150	1565
Massa volúmica das partículas saturadas com sup. Seca (kg/m ³)	2610	2606	2665	2693	2646	1126	1535
Baridade seca em amostra não compactada (Kg/m ³)	1569	1708	1309	1346	1325	632	760
Percentagem de vazios (%)	39,76	34,74	50,53	49,82	49,40	34,83	48,78
Índice de forma	-	-	34 (SI ₄₀)	20 (SI ₂₀)	15 (SI ₁₅)	1 (SI ₁₅)	10 (SI ₁₅)

3.3.3 Composição das misturas

Tal como referido, o presente estudo foi realizado em apoio a um trabalho de doutoramento também desenvolvido no departamento, no domínio da durabilidade. Neste caso, as composições consideradas na campanha experimental, tiveram por base o inicialmente definido nesse trabalho.

Para a formulação das misturas adotou-se o método de Faury, seguindo ainda a metodologia proposta por Bogas (2011), de modo ter em consideração a especificidade dos BEAL, nomeadamente no que se refere ao facto da sua trabalhabilidade, resistência e massa volúmica serem condicionadas pelo tipo e volume de agregado. No quadro 3.3 resumem-se as composições das várias misturas consideradas para o desenvolvimento desta dissertação. Os betões foram formulados para diferentes relações a/c, de modo a abranger pastas de compacidade distinta, representativas da gama mais usual de BEAL. Para cada tipo de agregado, procurou-se garantir que as composições apresentassem igual relação a/c e idêntico volume de pasta, de modo a tornar possível a análise da influência do tipo de agregado para betões de igual composição.

Quadro 3.3: Composição das misturas

Tipo de agregado	Ligante	Relação a/c	Teor cimento (Kg/m ³)	Vol. pasta (l/m ³)	Vol. agregado grosso (l/m ³)	Vol. areia (l/m ³)		Vol. água (l/m ³)
						Fina	Grossa	
A.N. Stalite Leca	CEM I	0,35	450	330	435	80	154	158
					355	100	214	
A.N. Stalite Leca		0,55	350	330	402	114	154	193
					355	114	201	
					355	134	181	

De modo a garantir a adequada estabilidade das composições no estado fresco, o volume de agregado grosso nos BEAL foi limitado a 300-400 l/m³, conforme sugerido em Bogas & Gomes (2013). Neste caso, as composições definidas tendo por base o método de Faury, foram ajustadas para 355 l/m³ de agregado grosso.

Com o objetivo de garantir uma melhor comparação entre as diversas composições de betão leve procurou se produzir betões de igual composição, ajustando a curva granulométrica do agregado Stalite à granulometria de um agregado de referência, neste caso arbitrado como sendo a Leca.

Como referido, o cimento utilizado para a produção destas composições foi o CEM I 42,5R, fornecido pela empresa SECIL (3.3.1). Nos betões com relação a/c 0,35 houve ainda necessidade de compensar a redução de água de amassadura com um adjuvante redutor de água, de modo a se atingirem trabalhabilidades compatíveis com a adequada produção do betão. Para esse efeito foi utilizado um superplastificante de base policarboxílica (3.3.1), na percentagem de 0,6% do peso de cimento.

3.4 Produção do betão e preparação dos provetes

3.4.1 Procedimento

O processo de produção do betão é constituído pelas fases de preparação dos agregados, pesagem, betonagem, moldagem, compactação e cura. O processo de produção foi baseado na metodologia utilizada por Bogas (2011), que visa minimizar os efeitos de absorção de água nos betões de agregados leves.

3.4.1.1 Preparação e dosagem dos constituintes do betão

Seguindo a metodologia proposta por Bogas (2011), todos os agregados leves foram pré-saturados durante 24 horas, sendo posteriormente secos superficialmente com o recurso a toalhas absorventes, de modo a se apresentarem saturados, mas com a sua superfície seca. Este procedimento tem como objetivo minimizar as trocas de água durante a mistura, permitindo assim um melhor controlo da trabalhabilidade e relação a/c do betão a produzir.

Após ação do processo de pré-saturação, os agregados foram armazenados em barricas devidamente seladas de modo a conservar as partículas saturadas até à data da sua utilização. No doseamento do agregado foi necessário determinar o seu teor em água de modo a corrigir a massa de agregado a utilizar na produção do betão.

3.4.1.2 Betonagem

Tendo por base a experiência adquirida em trabalhos anteriores, o procedimento adotado na mistura do betão foi o seguinte: após pré-saturação dos agregados, estes foram introduzidos na misturadora com a areia e 50% da água de amassadura; após 2 minutos de mistura, deixavam-se repousar durante 1 minuto, tendo-se adicionado, em seguida, o cimento e parte da restante água e passado mais 1 minuto, o superplastificante com 10% da água. No total, a mistura demorou cerca de 7 minutos, tendo-se recorrido a uma misturadora de eixo vertical e descarregamento de fundo.

Antes de se iniciar a mistura procedeu-se ao barramento prévio da superfície interna da misturadora com uma argamassa fluida de cimento e areia fina, tendo por objetivo eliminar eventuais perdas de água durante o processo de mistura. Após concluída esta etapa, os betões foram ainda adicionalmente sujeitos a uma mistura manual, de forma a garantir uma maior homogeneidade da mistura.

3.4.1.3 Moldagem e compactação

Após a realização dos ensaios do betão no estado fresco, procedeu-se à fase de moldagem e à respetiva compactação do betão com recurso a um vibrador de agulha. A vibração foi realizada de acordo com a norma NP EN 12390-2 (2000), adaptando-se os tempos de vibração em função da massa volúmica dos agregados presentes na composição. Naturalmente, foram considerados menores tempos de vibração nos betões com agregados leves, com o intuito de evitar a ocorrência de segregação. Todos os provetes produzidos permaneceram nos moldes durante cerca de 24 horas, tendo sido cobertos por uma película plástica, de modo a garantir condições reduzidas de evaporação e reduzir os efeitos da retração plástica.

Foram produzidos diferentes tipos de provetes para a realização dos ensaios de caracterização do betão no estado endurecido. No quadro 3.4 resumem-se as dimensões e o número de provetes produzidos para cada tipo de ensaio realizado neste trabalho.

Quadro 3.4: Provete produzidos para os ensaios de betão no estado endurecido

Tipo de fenda	Ensaio	Tipo de provete	Dimensões (cm)	nº provetes por composição
Artificiais	Penetração de cloretos	Cilindro	φ10x20	12
	Carbonatação			12
	Permeabilidade ao O ₂		φ15x30	4
Capilaridade	4			
Naturais	Penetração de cloretos	Prisma	60x15x15	3
	Carbonatação			
	Massa Vol. Seca	Cubo	10x10x10	2
	Compressão		15x15x15	3

3.4.1.4 Cura

Após a desmoldagem, os provetes foram identificados e conduzidos para o processo de cura. Os vários tipos de cura, bem como as dimensões dos provetes utilizados em cada ensaio, resumem-se no Quadro 3.5. Inicialmente, os provetes foram colocados na câmara de húmida, de humidade relativa superior a 95%, durante pelo menos 7 dias. Dependendo do tipo de ensaio, os provetes foram posteriormente conduzidos para a câmara seca com temperatura de 22 ± 2 °C e humidade relativa de $50 \pm 5\%$. Os procedimentos de cura adotados para cada ensaio foram definidos de acordo com o especificado nas normas respetivas.

Nos provetes sujeitos a pré-fendilhação artificial, de acordo com o referido em 3.4.2., foram tomadas medidas adicionais durante o processo de cura húmida. Neste caso, os provetes foram colocados na câmara húmida com a face fissurada voltada para baixo de forma a evitar a ocorrência de cura autógena nas fissuras de reduzida dimensão, inferior a 0,1 mm.

Quadro 3.5: Descrição das dimensões físicas dos provetes e condições de cura referentes aos diferentes ensaios em estado endurecido

Ensaio	Formato	Dimensões (cm)	Modo de obtenção do provete	Processo de cura
Penetração de cloretos	Cilíndrico	φ10x5 (fendas artificiais)	corte	Cura durante 7 dias em câmara húmida com humidade relativa a 95%; Corte (ou carote e corte); 21 dias em câmara seca com temperatura a 22 ± 2 °C e humidade relativa a $50 \pm 5\%$
		φ9,5x5 (fendas naturais)	carote e corte	
Carbonatação	Cilíndrico	φ10x5 (fendas artificiais)	corte	Cura durante 7 dias em câmara húmida com humidade relativa a 95%; Corte (ou carote e corte); 21 dias em câmara seca com temperatura a 22 ± 2 °C e humidade relativa a $50 \pm 5\%$
		φ9,5x5 (fendas naturais)	carote e corte	
Permeabilidade ao O ₂	Cilíndrico	φ15x5	corte	Cura durante 7 dias em câmara húmida com humidade relativa a 95%; Corte; 7 dias em câmara seca com temperatura a 22 ± 2 °C e humidade relativa a $50 \pm 5\%$; colagem de fita adesiva em alumínio na face lateral dos provetes; 3 dias em estufa a 60 °C; 10 dias em estufa a 60 °C com provetes envolvidos em celofane; 1 dia a temperatura de ambiente de ensaio
Capilaridade	Cilíndrico	φ15x5	corte	Cura durante 7 dias em câmara húmida com humidade relativa a 95%; Corte; 7 dias em câmara seca com temperatura a 22 ± 2 °C e humidade relativa a $50 \pm 5\%$; 3 dias em estufa a 60 °C; 10 dias em estufa a 60 °C com provetes envolvidos em celofane; 1 dia a temperatura de ambiente de ensaio
Massa Vol. Seca	Cúbico	10x10x10	-	Cura em câmara húmida com humidade relativa a 95%
Compressão	Cúbico	15x15x15	-	Cura em câmara húmida com humidade relativa a 95%

3.4.2 Processos de pré-fendilhação dos provetes

Conforme discutido em 2.3.3, existem essencialmente dois tipos de pré-fendilhação que podem ser introduzidas nos provetes, nomeadamente fendilhação natural e artificial. Neste trabalho, foram consideradas as duas metodologias, em face das vantagens e desvantagens de cada uma delas. Nos pontos seguintes são apresentados os processos utilizados para a introdução destes dois tipos de pré-fendilhação nos provetes de betão.

3.4.2.1 Fendas Artificiais

As fendas artificiais foram obtidas através do método de fendas artificiais (*Notch method*) (2.3.3), em que as fendas são reproduzidas recorrendo à inclusão de chapas de diferente espessura nos provetes de betão, ainda no estado fresco. Após um determinado tempo, até que o betão adquira a rigidez necessária, a chapa é retirada e obtém-se a fenda com a profundidade e espessura desejada (Figura 4).

Inicialmente, de forma a se estimar o tempo que a chapa deve ficar inserida no betão fresco, foram produzidas argamassas com composições semelhantes às dos betões em estudo. Isso permitiu concluir que para as composições com relação a/c de 0,55 o tempo seria de 5 horas, enquanto que para as composições com relação a/c de 0,35 seria de 4 horas. Ao fim destes períodos as chapas metálicas ainda são retiradas com facilidade do betão, mas já sem que ocorra o refechamento das fendas. Para retirar a chapa dos provetes foi utilizado um alicate metálico, este processo foi realizado com o máximo de cuidado de forma a não danificar a fenda, (Figura 4 e 5). De modo a que a chapa fosse facilmente removida do betão foi previamente aplicado óleo descofrante em ambas as faces da chapa.



Figura 4: Remoção da chapa do interior do provete



Figura 5: Provete após a remoção da chapa

Para este trabalho foram utilizadas chapas de latão com 100-150x50 mm² de área e 0,1; 0,2 e 0,3 mm de espessura. A profundidade a que as chapas foram inseridas no betão foi de 20 mm. Foi escolhida esta profundidade de modo a que o provete final, após os cortes necessários, apresentasse uma fenda com a espessura desejada e a profundidade de cerca de 10 mm. Este método de pré-fendilhação artificial foi implementado nos moldes plásticos que serviram de base à produção dos provetes utilizados nos ensaios de resistência á carbonatação, penetração de cloretos, capilaridade e permeabilidade ao O₂. Nas Figura 6 e 7 encontram-se exemplos do aspeto final dos provetes sujeitos a pré-fendilhação artificial.



Figura 6: Provetes para ensaio de carbonatação e cloretos

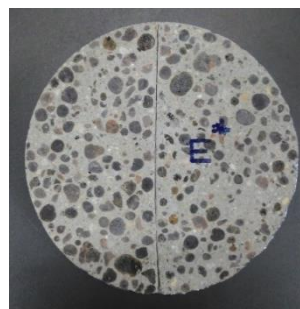


Figura 7: Provetes para ensaio de capilaridade e permeabilidade ao O₂

3.4.2.2 Fendas Naturais

Conforme discutido em 2.3.3, as fendas artificiais apesar de serem mais fáceis de realizar, têm a desvantagem de não simularem rigorosamente as condições reais. De facto, as fendas em situação real tendem a apresentar uma geometria mais irregular e uma variação não uniforme da largura ao longo da profundidade da fenda. Por outro lado, a introdução das chapas durante a moldagem do betão fresco vai promover a migração de pasta para a vizinhança das chapas, ocorrendo efeito de parede. Por outras palavras, as faces das fendas ao serem moldadas não envolvem a interceção de agregados, reduzindo a sua participação e influência na durabilidade, ao contrário do que pode suceder na realidade. Desse modo, no presente trabalho procurou-se também analisar a durabilidade de provetes pré-fendilhados de forma natural.

A obtenção de fendas naturais teve por base o ensaio à flexão, em 3 pontos de vigas de betão armado com 15cm x 15cm x 60cm (Figura 8). De modo a dotar os provetes de suficiente ductilidade para que fosse possível o desenvolvimento de fissuração sem ocorrer rotura repentina, foram inseridos 2 varões $\phi 6$ A500 NR na base dos provetes. Este método foi apenas aplicado às composições com agregado normal e agregado leve Leca. Para os dois tipos de agregados foram ensaiadas composições com as duas relações a/c, 0,35 e 0,55. Para cada composição de betão foram produzidas e ensaiadas 3 vigas. Cada viga de betão foi ensaiada em três locais distintos, que foram idênticos em todos os provetes de diferentes composições. Para tal, todos os provetes foram previamente marcados, conforme indicado na Figura 9. Em seguida, a pré-fendilhação foi progressivamente instaurada em cada uma das secções indicadas, através da realização de ensaios de flexão localizados, conforme exemplificado na Figura 10.



Figura 8: Moldes para a betonagem dos provetes sujeitos a fendilhação natural

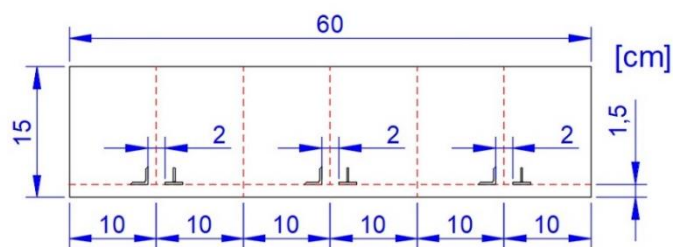


Figura 9: Desenho esquemático das marcações nas vigas

Para a solicitação das vigas à flexão e consequente implementação da pré-fendilhação, foi adotada uma prensa hidráulica da marca *INSTROM*, modelo 1343, com capacidade para 250 kN (Figura 11). Os provetes foram devidamente centrados na prensa sob um perfil metálico em I móvel que atua contra a estrutura de reação superior. No topo e na base do provete, foram previstas rótulas cilíndricas de modo a permitir a uniformidade das tensões aplicadas. As deformações do provete foram medidas a partir de dois transdutores de deslocamentos (LVDT) da TML modelo CDP-25 com curso de 25 mm e ocupando posições opostas de cada lado do provete. Os transdutores foram fixados nas vigas de betão através de suportes metálicos que foram colados ao betão, tendo esta zona de colagem sido alvo de limpeza com uma folha de lixa fina. O registo dos valores das cargas e dos deslocamentos foi realizado por meio de uma unidade de aquisição de dados de 8 canais, da marca HBM e modelo Spider8. Na Figuras 12 ilustra-se um exemplo de uma das fissuras naturais implementadas por este método.



Figura 10: Exemplo de viga a ser ensaiada



Figura 11: Prensa hidráulica *INSTROM*

O ensaio foi realizado com controlo de deformação, tendo a carga sido aplicada uniformemente com uma velocidade de 0,002 mm/s ou 0,005 mm/s, consoante o provete em questão fosse de betão de massa volúmica normal ou betão de agregados leves, respetivamente. Este processo visava a produção de fissuras naturais com abertura de cerca de 0,10 mm, o que nem sempre foi possível devido á dificuldade de controlar o comportamento do material. Na maioria dos casos foi necessário recorrer a vários ciclos de carga e descarga até que o valor da deformação obtido na descarga fosse o desejado. Depois de se introduzir a fendilhação, procedeu-se à extração de carotes cilíndricos nas regiões da viga com fendilhação. Para tal, recorreu-se a uma caroteadora de marca Hilti e modelo DD 130 com uma broca, também da marca Hilti, de diâmetro exterior de 102 mm (Figura 13).

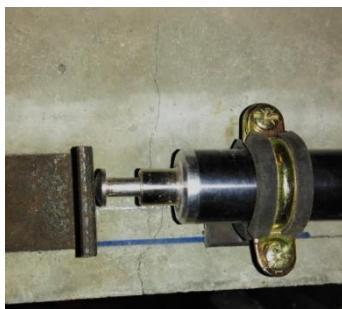


Figura 12: Exemplo de fissura natural obtida



Figura 13: Processo de carotagem de uma viga

Para cada viga, foram extraídos 3 provetes cilíndricos com $\phi 9,5 \times 15$ (cm), intercetando as áreas da viga fendilhadas (Figura 14). Em seguida, as carotes extraídas de cada viga foram seccionadas, de modo a se obterem provetes de $\phi 9,5 \times 5$ (cm), destinados aos ensaios de penetração de cloretos e resistência à carbonatação descritos em 3.6. Cada provete foi seccionado de modo a que a fenda atravessasse toda a sua espessura. Por este motivo, e de maneira a evitar a rotura do provete durante o corte, houve necessidade de o envolver previamente com fita adesiva reforçada. A dimensão das fissuras naturais obtidas por este método foi variável, tendo-se medido valores entre 0,02 e 0,15 mm. Estes valores foram medidos imediatamente após o ensaio, usando uma régua de fissuras, e posteriormente confirmados com recurso a uma lupa de fendas. Posteriormente, os valores de abertura médio das fendas naturais foram confirmados com recurso a um microscópio com tratamento de imagem. Importa referir ainda que este processo de indução de fendas naturais sobre as vigas produzidas ocorreu aos 28 dias de idade. Após os cortes foi necessário identificar a localização da fissura no provete final. Para tal, os provetes foram ligeiramente molhados com água corrente e secos rapidamente com recurso a ar comprimido. Este processo permite identificar a zona da fissura que apresenta uma maior humidade que a restante.

Na Figura 15 encontra-se um exemplo deste processo de identificação da localização da fissura. Após esta identificação a zona onde se encontra a fissura foi delimitada com recurso a um marcador, com o objetivo de no futuro ser possível identificar a fissura com facilidade.



Figura 14: Provetes obtidos do processo de carotagem

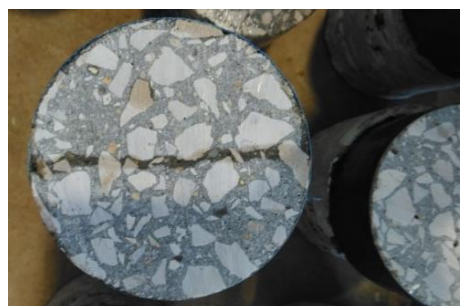


Figura 15: Identificação da localização da fissura natural no provete final

3.5 Ensaios de Caracterização do Betão no Estado Fresco

3.5.1 Ensaio de abaixamento

Para avaliação da trabalhabilidade do betão foi realizado o ensaio de abaixamento de acordo com a norma NP EN 12350-2 (2002). Segundo a norma NP EN 206-1 (2005), nos betões em que se verifique que o valor de abaixamento registado não se situe no intervalo entre 10 a 210 mm, o ensaio não deverá ser considerado.

3.5.2 Massa Volúmica fresca

O ensaio de massa volúmica fresca foi realizado segundo o procedimento descrito na norma NP EN 12350-6 (2002).

3.6 Ensaios de Caracterização do Betão no Estado Endurecido

3.6.1 Massa Volúmica do betão no estado endurecido

A massa volúmica no estado endurecido foi determinada segundo a norma NP EN 12390-7 (2001), consistindo na relação entre a massa do provete ao ar e a sua massa imerso em água.

3.6.2 Resistência á compressão

A resistência à compressão foi determinada de acordo com a Norma NP EN 12390-3 (2001), tendo-se ensaiado, para cada composição, 3 provetes cúbicos de 15 cm de aresta aos 28 dias de idade. Estes ensaios foram realizados na prensa *TONI PACT 3000*, com capacidade de carga até 3000 KN, e controlo de força através da unidade *FORM+TEST SEIDNER*. Para todos os provetes foi considerado uma velocidade de carga de 13,5 KN/s.

3.6.3 Absorção de água por capilaridade

O ensaio de absorção capilar (Figura 16) foi realizado aos 28 dias de idade, tendo por base a especificação LNEC E393 (1993). O ensaio consiste na imersão de uma das extremidades de cada provete em cerca de 5±1mm de altura de água, registando-se a massa dos provetes aos 10, 20, 30 e 60 minutos e às 3, 6, 24 e 72 horas, após o contacto inicial com a água (Figura 2). A absorção de água foi calculada através da variação de massa ao longo do tempo, tendo o coeficiente de absorção resultado da regressão linear da variação da absorção de água na raiz do tempo, entre os 20 minutos e as 6 horas. As medições nos períodos iniciais (10, 20, 30 e 60 minutos) não estão previstas na especificação. No entanto, considerou-se estas medições relevantes, na medida em que permitem quantificar os efeitos de absorção inicial e a determinação mais rigorosa do coeficiente de absorção.

Para cada composição foram ensaiados 6 provetes, 3 com uma fenda artificial de 0,3 mm e 3 provetes sem fendilhação, todos com 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura. Estes provetes resultam do corte dos cilindros moldados de 300 mm de comprimento. Importa referir que ao contrário do que é sugerido pela especificação E 393, optou-se pela utilização de provetes com uma espessura de 50 mm, tal como sugerido no documento TC116-PCD (1999).

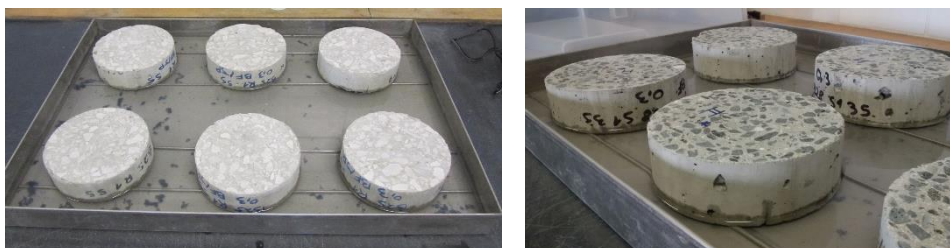


Figura 16: Ensaio de absorção capilar

3.6.4 Permeabilidade ao oxigénio

O ensaio de permeabilidade ao oxigénio foi realizado aos 28 dias, tendo por base a especificação LNEC E392 (1993), que segue o método de Cembureau. Para a realização do ensaio foi utilizado o

equipamento indicado na Figura 17, nomeadamente: botija de oxigénio, 3 câmaras metálicas (células de medição) e um permeâmetro (contador de bolhas da Testing).



Figura 17: Equipamento utilizado para o ensaio de permeabilidade ao oxigénio

Após o processo de cura e de forma a garantir o fluxo unidirecional de oxigénio, os provetes foram vedados lateralmente por fita de alumínio e selados nas células de medição com auxílio de câmaras-de-ar de borracha insufladas até uma pressão de 7 bar. De seguida foi imposta uma determinada pressão no sistema e após se garantir a estabilização do fluxo de oxigénio, procedeu-se à medição do tempo, com recurso a um cronómetro, que uma bolha de sabão leva a percorrer um dos tubos graduados do permeâmetro. Existem quatro tubos com volumes diferentes, cuja utilização varia com a pressão imposta e a permeabilidade do provete. Para a formação das bolhas foi utilizada uma solução de água com detergente e glicerina. Durante o ensaio, os tubos devem estar molhados internamente com a solução usada para produzir a bolha de sabão, de modo a evitar o seu rápido desaparecimento.

Para cada composição foi ensaiado um conjunto de 6 provetes cilíndricos, 3 com uma fenda artificial de 0,3 mm e 3 provetes sem fendilhação, com um diâmetro de 150 mm e uma altura de 50 mm. Os provetes resultaram do corte de cilindros com 300 mm de altura. Cada provete foi analisado para 3 pressões diferentes. Para os betões com uma relação a/c de 0,55 o ensaio foi realizado para as pressões de 0,5, 1,5 e 2,5 bar. Para os betões de maior compacidade, com uma relação a/c de 0,35, o ensaio foi realizado para as pressões de 1,5, 2,5 e 3,5 bar.

Para cada pressão foram realizadas sucessivas medições até que para um conjunto de 3 medições seguidas a diferença entre tempos de escoamento fosse inferior a 0,5 segundos. O valor final do coeficiente de permeabilidade ao oxigénio de cada composição corresponde à média dos valores obtidos para os 3 provetes. A determinação da permeabilidade ao O₂ teve por base a equação de Hagen-Poiseuille para escoamentos laminares e uniformes, podendo ser obtida de acordo com a Eq.(3.1):

$$K_g = \eta \frac{Q L}{t A (p_1^2 - p_2^2)} \quad (3.1)$$

Onde K_g é o coeficiente de permeabilidade (m²), η é a viscosidade do gás (Ns/m²), Q é o volume de gás em fluxo (m³), L a espessura da secção penetrada (m), A a área penetrada (m²), p a pressão a que o volume Q é medido (N/m²), p_1 a pressão de entrada do gás (N/m²), p_2 a pressão de saída do gás (N/m²) e t o tempo (s).

3.6.5 Resistência à penetração de cloretos

O ensaio de resistência à penetração de cloretos (Figura 18) foi realizado aos 28 dias de idade, de acordo com a especificação LNEC E463 (2004), baseada na norma NTBUILD492 (1999). O ensaio consiste na aplicação de uma diferença de potencial por tempo determinado no provete, forçando a migração de íões cloreto através do betão. A diferença de potencial aplicada, tal como a duração do ensaio, são as sugeridas na especificação E463 (2004), sendo função da qualidade e composição do betão e da corrente inicial. Um esquema pormenorizado deste ensaio é apresentado na Figura 19. De seguida secciona-se axialmente o provete em 2 partes, pulverizam-se as secções transversais com uma solução de nitrato de prata e mede-se, com recurso a um paquímetro, a profundidade de penetração a partir do precipitado branco visível de cloreto de prata.



Figura 18: Ensaio de penetração de cloretos

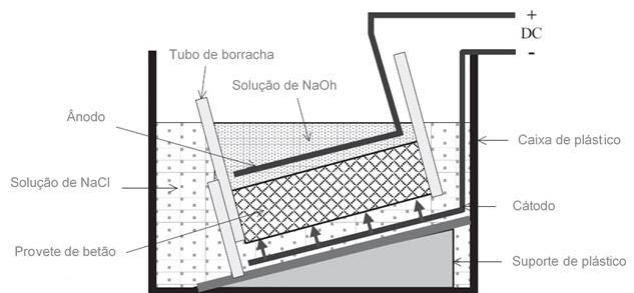


Figura 19: Esquema pormenorizado do ensaio (adaptado de Wang, et al., 2016)

Previamente à realização do ensaio, os provetes foram curados até aos 28 dias. Seguidamente foram pré-saturados em vácuo durante 3 horas, após as quais se introduz uma solução saturada de hidróxido de cálcio na bomba de vácuo, mantendo-se esta em funcionamento durante mais uma hora. Os provetes ficam no interior da solução aproximadamente 24 horas antes da realização do ensaio. O coeficiente de difusão de cloretos ($D_{cl,RCM}$) é calculado a partir da Eq.(3.2):

$$D_{cl,RCM} = \frac{R.T.L}{Z.F.E} \times \frac{x_d - \alpha\sqrt{x_d}}{t} \quad (3.2)$$

onde;

$$E = \frac{U - 2}{L} \quad e \quad \alpha = 2. \sqrt{\frac{R.T.L}{Z.F.E}} \times \text{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2.c_d}{c_0}\right)$$

Sendo $D_{cl,RCM}$ o coeficiente de difusão em regime não estacionário (m^2/s), Z o valor absoluto de valência do ião (para cloretos $Z=1$), F a constante de Faraday com o valor de $9,648 \times 10^4$ (J/V.mol), U o valor absoluto da diferença de potencial (V), R a constante dos gases perfeitos com o valor de $8,314$ (J/K.mol), T a temperatura média da solução anódica (K), L a espessura do provete (m), x_d o valor médio da profundidade de penetração (m), t a duração do ensaio (s), erf^{-1} o inverso da função erro, c_d a concentração de cloro a partir da qual o nitrato de prata precipita ($c_d \approx 0,07N$) e finalmente c_0 a concentração de íões de cloro na solução catódica ($c_0 \approx 2N$).

Para a análise da resistência à penetração de cloretos em provetes com fendas artificiais foram ensaiados 3 provetes para cada composição e tipo de fendas. Para a relação a/c de 0,35 foram considerados 4 casos de análise: betão não fendilhado; betões com fendas de 0,1, 0,2 e 0,3 mm. Para os betões de relação a/c de 0,55 foram considerados os mesmos casos de análise, exceto para os provetes com fendas de 0,2 mm, que não foram ensaiados. Estes provetes, com um diâmetro de 10 cm e uma altura de 5 cm foram obtidos por meio de corte de provetes cilíndricos com uma altura de 20 cm. Na Figura 20 são apresentados exemplos de provetes com fissuras artificiais resultantes do ensaio de resistência à penetração de cloretos, seccionados e pulverizados com uma solução de nitrato de prata.



Figura 20: Provetes com fissuras artificiais resultantes do ensaio de resistência à penetração de cloretos

A resistência à penetração de cloretos foi também ensaiada nos provetes com fissuras naturais. Neste caso, foram ensaiados betões leves e de massa volúmica normal, para as duas relações a/c referidas acima, perfazendo o total de 35 provetes. Estes provetes apresentaram aberturas de fendas variadas, conforme referido em 3.4.2. Dado que os provetes foram obtidos a partir de carotes de 9.5 mm de diâmetro (inferior aos 10 mm normalizados), houve necessidade de se aplicar uma cinta de borracha de modo adaptar o provete à manga utilizada para a realização do ensaio (Figura 21).

Na Figura 22 são apresentados exemplos de provetes com fissuras naturais resultantes do ensaio de resistência à penetração de cloretos, seccionados e pulverizados com solução de nitrato de prata. Para este caso tornou-se complicado seccionar os provetes, uma vez que a fenda atravessava a espessura do provete, o que conduziu, na maior parte das vezes, ao seccionamento do provete em 4 (Figura 22).



Figura 21: Borracha utilizada nas mangas



Figura 22: Provetes com fissuras naturais resultantes do ensaio

3.6.6 Resistência à carbonatação

O ensaio de resistência à carbonatação foi realizado segundo o método apresentado na especificação LNEC E391 (1991). Após o processo de cura, aos 28 dias, procedeu-se à impermeabilização de todas as faces dos provetes, exceto da face que possui a fenda (Figura 23). Desse modo, garante-se que o fluxo de CO_2 para o interior dos provetes ocorre de forma unidirecional através da face fendilhada. Houve cuidado de colmatar eventuais vazios ou porosidades presentes nas faces dos provetes, tendo-se aplicado várias demãos de tinta de base acrílica.

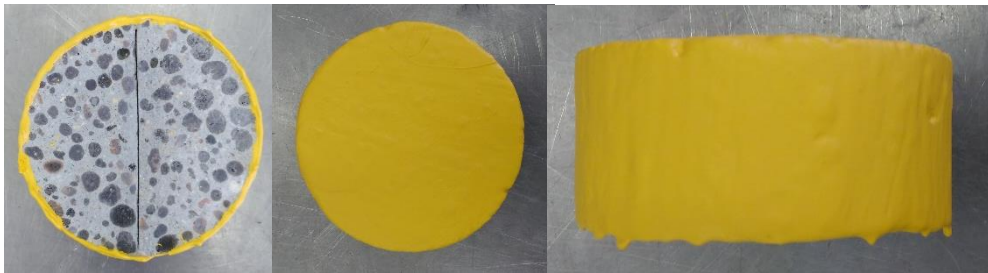


Figura 23: Impermeabilização dos provetes para realização do ensaio de resistência à carbonatação acelerada

Para a realização deste ensaio foi utilizada a câmara de carbonatação acelerada, *Aralab fitoclima 300 ECP45* com capacidade de 312 litros. Estes ensaios foram realizados à temperatura de 23 ± 3 °C e humidade relativa de $60 \pm 5\%$, tendo-se adotado uma concentração de CO_2 de $3 \pm 0,1\%$. Este ensaio foi realizado para provetes com fendas artificiais e naturais, existindo diferenças entre os métodos usados para cada um dos tipos de fendas.

Para a análise da resistência à carbonatação em provetes com fissuras artificiais, os provetes foram submetidos a carbonatação acelerada durante 28, 56 e 91 dias. Para cada composição, idade e tipo de fenda (não fendilhado ou fendas de 0,1 mm, 0,2 mm e 0,3 mm) foram ensaiados 2 provetes. Os provetes, com $\phi 10 \times 5$ cm foram obtidos por corte de provetes cilíndricos com 20 cm de altura. Neste caso optou-se por apenas realizar este ensaio em betões com uma relação a/c de 0,55, uma vez que a carbonatação de betões com a/c de 0,35 é desprezável para o período em análise. Concluído o período de exposição, os provetes foram seccionados, com recurso a martelo e escopro, e pulverizados com uma solução alcoólica de fenolftaleína. Com o auxílio de um paquímetro digital mediu-se a profundidade da frente de carbonatação, identificada pelo limite da região do betão que adquire cor rosa-carmim na presença de fenolftaleína, correspondente a pH superior a cerca de 9. Foram realizadas 2 leituras em cada metade do provete (Figura 24): à profundidade média, na região do provete corrente (medida a) e na direção da fenda (medida b).

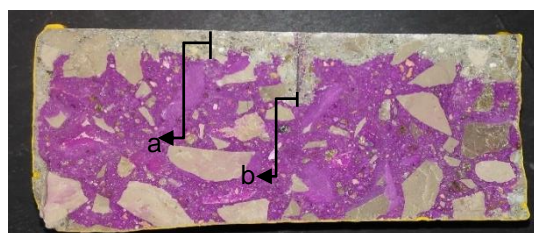


Figura 24: Medições realizadas num provete submetido ao ensaio de resistência à carbonatação acelerada com fissura artificial

Para a análise da resistência à carbonatação em provetes com fendas naturais, os provetes foram submetidos a carbonatação acelerada durante 7 e 28 dias. Neste caso, foram também apenas ensaiados os betões de relação a/c de 0,55. Para cada tipo de betão, leve ou de massa volúmica normal, foram ensaiados 3 provetes, com fendas naturais entre 0,08 e 0,15 mm. Estes provetes, com um diâmetro de 9,5 cm e cerca de 8 cm de espessura, foram obtidos das carotes extraídas das vigas, conforme referido em 3.4.2. Após 7 dias na câmara de carbonatação, os provetes foram seccionados longitudinalmente, conforme indicado na Figura 25, de modo a atravessar perpendicularmente a fenda. Em seguida, o provete foi seco ao ar durante 24 h e colocado novamente na câmara de carbonatação. Aos 28 dias, repetiu-se o mesmo processo de modo a analisar a profundidade de carbonatação a essa idade.

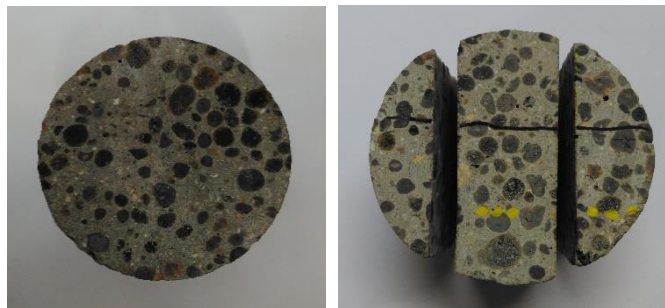


Figura 25: Cortes realizados para medição das profundidades de carbonatação aos 7 e 28 dias

Ao contrário do que sucedeu com os provetes com fendas artificiais, estes provetes não foram previamente impermeabilizados com recurso a pintura. Esta opção resultou de se terem considerado reduzidos períodos de exposição para estes provetes. Neste caso, também foram medidas as profundidades de carbonatação média (medida a) e a profundidade de carbonatação na direção da fenda (medida b). Na Figura 26 apresentam-se alguns exemplos de provetes com fendas naturais sujeitos a carbonatação.

Finalmente, procedeu-se ao cálculo do coeficiente de carbonatação (k_c) para todos os provetes, que corresponde à inclinação da reta de regressão linear entre a profundidade de carbonatação e a raiz do tempo.

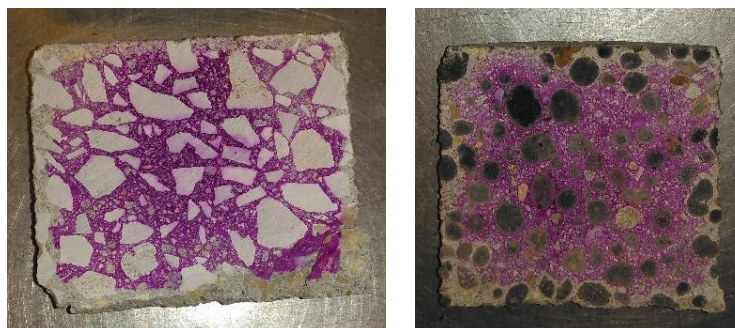


Figura 26: Provetes submetidos a ensaio de resistência à carbonatação acelerada com fendas naturais

4 Apresentação e discussão de resultados

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos vários ensaios realizados durante a campanha experimental, com vista à caracterização da influência do fenómeno da fendilhação na durabilidade de betões produzidos com diferentes tipos de agregados leves, bem como o seu desempenho relativo face aos betões convencionais de massa volúmica normal.

4.1 Caracterização dos betões no estado fresco

Os resultados referentes aos ensaios de massa volúmica fresca e abaixamento apresentam-se no Quadro 4.1, efetuados de acordo com o referido no capítulo 3.

Quadro 4.1: Características físicas e mecânicas dos betões

Tipo de Agregado	Tipo de Ligante	Relação a/c	ρ fresca (kg/m ³)	ρ seca (kg/m ³)	CV (%)	$f_{cm,28d}$ (Mpa)	CV (%)	$f_{cm,28d}/\rho$ seca (x10 ³ m)	Abaix. (cm)
A.N.	CEM I	0,35	2420	2341	0,3	74,7	4,3	31,9	13
		0,55	2337	2270	0,2	51,2	1,6	22,6	10
Stalite		0,35	2006	1881	0,3	61,6	0,7	32,7	16
		0,55	1948	1802	0,4	41,2	4,9	22,8	13
Leca		0,35	1909	1702	0,3	35,1	4,3	20,6	14
		0,55	1861	1622	0,4	26,8	4,0	16,5	11

Em geral, os betões foram produzidos com abaixamentos entre 10 e 15 cm, enquadrando-se na classe de abaixamento S3. Como inicialmente referido, apesar dos betões com agregados normais terem sido produzidos com idêntico volume de pasta e igual relação a/c, apresentavam maior volume de agregado grosso, o que conduz a menores exigências de água para uma dada trabalhabilidade. Ainda assim, a trabalhabilidade dos BAN foi ligeiramente inferior à dos BEAL, o que deverá estar relacionado com a forma menos alongada e com a menor inércia dos agregados leves.

Como seria de esperar, a massa volúmica fresca aumentou com a diminuição da relação a/c e com a introdução de agregados de menor porosidade. Apesar da massa volúmica fresca não ser alvo de classificação na normalização dos betões leves, esta assume alguma relevância na medida em que corresponde ao máximo de carga permanente na estrutura. Em média, verifica-se que a massa volúmica fresca nos BEAL com agregado Stalite e Leca, tendem a ser 17 e 21% inferior à dos betões normais de igual composição, respetivamente. É possível verificar que a diferença entre a massa volúmica fresca dos BEAL e a dos BAN tende a ser menos relevante do que a diferença relativa à massa volúmica seca. Este fenómeno está relacionado com a elevada capacidade de absorção de água dos agregados leves, que ao ser superior nos agregados de Leca, aproximou também a massa volúmica destes betões face aos BEAL com Stalite. No entanto, apesar da massa volúmica fresca ser condicionante na definição da carga permanente, é a massa volúmica seca que melhor traduz a eficiência estrutural dos betões, uma vez que a água no interior dos agregados não afeta negativamente as propriedades da matriz e tende a ser eliminada ao longo da vida útil dos betões.

4.2 Resistência à compressão e massa volúmica

No Quadro 4.1 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão aos 28 dias, realizados de acordo com o exposto no capítulo 3, assim como os valores de massa volúmica seca no estado endurecido e respetiva eficiência estrutural, traduzida pela relação entre estas propriedades.

Tendo em consideração as diferentes relações *a/c* e tipos de agregado, foi possível abranger betões de diferente resistência à compressão, entre 26,8 e 74,7 MPa, e diferente massa volúmica seca, entre 1622 e 2341 Kg/m³. A estes valores correspondem BEAL com classes de resistência LC20/22 a LC55/60 e classes de massa volúmica D1,8 a D2,0. Em relação aos betões de massa volúmica normal foram produzidos betões de classe de resistência C40/50 e C55/67

Como seria esperado, independentemente do tipo de agregado leve, a resistência dos BAN foi sempre superior à dos BEAL de igual composição. Contudo, é possível verificar que nos betões com agregado Stalite essa diferença tende a ser menos relevante, existindo uma menor participação dos agregados na resistência à compressão do que aquilo que sucede nos BEAL com Leca. Em média, a resistência à compressão nos BEAL com Stalite e Leca foi cerca de 20 e 50% inferior à dos BAN de igual composição, respetivamente. Como seria de esperar, a redução de resistência foi ligeiramente maior nos betões de menor relação *a/c*, uma vez que existe uma maior participação do agregado leve na resistência à compressão e a melhoria de qualidade da argamassa assume menor relevância nos BEAL.

O termo eficiência estrutural, traduzido pela relação entre a resistência à compressão e a sua massa volúmica, é um parâmetro utilizado para classificar a eficiência dos betões leves. Tal como seria esperado, a eficiência estrutural aumenta à medida que se diminui a relação *a/c* das misturas produzidas, uma vez que ocorre um incremento relevante na resistência dos betões sem alterar significativamente a sua massa volúmica. A eficiência estrutural depende do tipo de agregado, dado este afetar a resistência mecânica e a massa volúmica de forma diferente. Neste caso, os betões produzidos com agregado Stalite foram capazes de apresentar eficiências estruturais semelhantes a ligeiramente superiores à dos betões normais de igual composição. Assim, o agregado de Stalite foi adequado para a produção de betões de moderada a elevada resistência, mantendo níveis de eficiência estrutural, pelo menos idênticos ao dos betões convencionais. Por sua vez, os betões produzidos com agregados leves mais porosos (Leca) apresentaram menor eficiência estrutural do que os BAN de igual composição, em resultado da sua resistência ter sido fortemente afetada pelas características do agregado. No entanto, para menores relações *a/c*, em que a capacidade de resistente do agregado assume menor influência, a eficiência estrutural dos BEAL com Leca foi mais próxima da atingida nos restantes betões. Em geral, tal como observado em Bogas et al.(2017), confirma-se que a Leca é um agregado mais adequado para a produção de betões de baixa a moderada resistência.

4.3 Absorção de água por capilaridade

Os ensaios de absorção capilar, tal como foi descrito no capítulo 3, foram realizados aos 28 dias de idade e de acordo com o procedimento indicado na especificação LNEC E393 (1993). No Quadro 4.2 e Figura 27 apresentam-se os valores correspondentes à absorção inicial (10 minutos), absorção a médio prazo (6 horas), absorção a longo prazo (72 horas), coeficiente de absorção entre $\sqrt{20}$ minutos e $\sqrt{6}$ horas e valores de humidade relativa. São apresentados os valores, tanto do ensaio de referência (sem fendilhação) como do ensaio fendilhado (fenda artificial com uma abertura de 0,3 mm), para este último caso, são ainda apresentados os valores médios de Lf para cada composição. Em anexo apresentam-se as várias curvas de absorção, para cada uma das composições, em função do tempo e da raiz do tempo. Em geral, obtiveram-se coeficientes de variação médios de 5% motivados por pequenas diferenças na estrutura porosa dos provetes, bem como eventuais variações da sua humidade relativa.

Quadro 4.2: Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade

Tipo agregado	Relação a/c	Ensaio de referência					Ensaio fendilhado						
		Abs. média (kg/m ²) 10 min	6 h	72 h	C. abs. (x10 ⁻⁶ m/min ^{0,5})	HR (%)	Abs. média (kg/m ²) 10 min	6 h	72 h	C. abs. (x10 ⁻⁶ m/min ^{0,5})	HR (%)	Lf (mm)	CV (%)
A.N.	0,35	0,27	1,16	2,47	52,3	63,7	0,36	1,43	2,78	64,2	53,8	9,0	*
	0,55	0,45	2,94	4,66	149,8	60,0	0,60	3,04	4,64	148,8	59,1	9,8	9,3
Stalite	0,35	0,32	1,51	3,13	72,4	54,9	0,45	1,74	3,5	77,0	56,7	15,5	8,9
	0,55	0,64	3,57	5,5	183,8	53,2	0,78	3,73	5,37	186,3	52,9	14,9	3,6
Leca	0,35	0,39	1,44	2,93	62,9	70,4	0,53	1,64	3,19	66,5	61,8	16,2	4,8
	0,55	0,75	3,83	6,58	188,7	58,8	0,91	4,16	6,75	197,9	62,1	14,8	24,6

(*) Apenas foram obtidos resultados válidos para 2 provetes

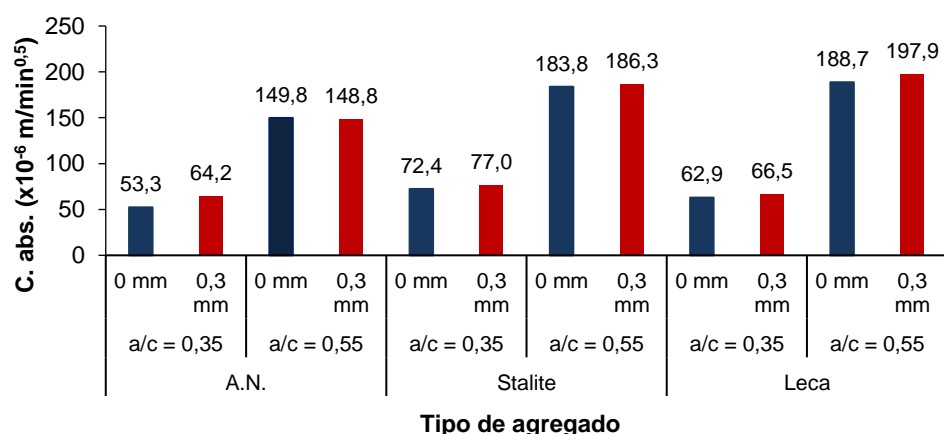


Figura 27: Coeficientes de absorção em função do tipo de agregado, relação a/c e abertura de fenda

4.3.1 Absorção de água por capilaridade em betão não fendilhado

Analisando os resultados referentes aos provetes de referência é possível verificar que para uma mesma relação a/c , os diferentes tipos de betões apresentam resultados da mesma ordem de grandeza, embora a absorção ao longo do tempo e a taxa de absorção tendam a ser ligeiramente superiores nos betões com agregados mais porosos.

Comparando os resultados obtidos neste trabalho com o reportado em estudos anteriores envolvendo betões de composição semelhante (Bogas 2011, Bogas et al. 2015, Cortês 2015, Gameiro 2015), verificam-se valores de absorção superiores. Este fenómeno deverá estar essencialmente relacionado com o facto de neste trabalho os provetes terem sido ensaiados para menores teores de humidade. De facto, a humidade relativa dos provetes variou entre 50 e 60% (Quadro 4.2), sendo inferior ao valor médio de 70% sugerido noutros estudos (Gameiro 2015). Como referido no capítulo 3, os provetes foram previamente secos em estufa a 60°C e não a 40°C, conforme é sugerido na especificação LNEC E393 (1993). Uma vez que os provetes se encontravam mais secos, os valores de absorção foram superiores.

Apesar da absorção capilar ser essencialmente governada pela relação a/c , verifica-se que esta também é afetada pelo tipo de agregado. Ao contrário do observado por outros autores, o coeficiente de absorção foi maior nos BEAL do que nos BAN. Os resultados obtidos neste estudo podem estar relacionados com o facto de os betões encontrarem-se mais secos, o que leva à existência de uma estrutura porosa mais aberta. Neste caso, deverá aumentar o número de poros disponíveis para participarem na absorção de água, o que leva a que o agregado possa ter uma maior participação na absorção.

No entanto, conforme referido, de acordo com o reportado na literatura seria expectável que os coeficientes de absorção fossem semelhantes nos BEAL e nos BAN. De acordo com Bogas (2011), e confirmado posteriormente por Real et al. (2015), a semelhança entre os diferentes coeficientes de absorção nos BEAL e nos BAN é atribuída ao facto de os agregados leves apresentarem uma estrutura porosa mais grosseira do que a pasta circundante, promovendo, como tal, uma quebra da taxa de absorção. De acordo com o mesmo autor, esta situação verifica-se mesmo quando a estrutura porosa da pasta é mais aberta (pastas de maior relação a/c) ou se encontra mais disponível após secagem até 40°C até massa constante (analisado apenas em pastas de reduzido a/c). Por outro lado, Bogas (2011) e Bogas et al. (2015), afirmam também que tanto a absorção inicial (após 10 minutos) como a final (às 72 horas), tendem a ser superiores nos BEAL do que nos betões normais de igual composição, independentemente do seu coeficiente de absorção poder ser semelhante. A maior absorção final está relacionada com o maior volume de porosidade aberta nos BEAL. O aumento de absorção inicial está associado ao facto de os provetes ensaiados terem sido obtidos através do seccionamento de provetes de maior dimensão. O corte dos provetes expôs os agregados leves, de elevada porosidade interna, ficando em contacto direto com a água, o que aumentou a área disponível para o ingresso de água no betão. Esse facto, pode também conduzir a um aumento do coeficiente de absorção (Bogas 2011). A análise das curvas de absorção em função da raiz do tempo, indicadas no Anexo C, permitem validar

o sugerido por Bogas (2011), confirmando-se que a absorção inicial e final são superiores nos BEAL (Quadro 4.2).

A menor importância do tipo de agregado leve na absorção capilar poderá ser igualmente constatada por análise do Quadro 4.2, em que os agregados de Leca apesar de apresentarem uma porosidade aberta cerca de 3 vezes superior à dos agregados de Stalite, os betões produzidos com estes agregados apresentam coeficientes de absorção semelhantes. Verifica-se inclusivamente que nos betões com a/c de 0,35, o coeficiente de absorção nos BEAL com agregados mais porosos foi inferior ao dos BEAL com Stalite e semelhante ao dos A.N., sugerindo a tendência para esta propriedade ser pouco afetada pelo tipo de agregado.

Porém, como referido anteriormente, verifica-se uma tendência para os agregados leves apresentarem valores de coeficiente de absorção ligeiramente superiores. Para além da variabilidade intrínseca do próprio ensaio e dos fenómenos enunciados acima, estes resultados podem ser justificados pela diferença existente na composição entre o betão normal e os BEAL. Por forma a manter o volume de pasta constante em todas as composições foi necessário considerar um volume de agregado grosso superior nos BAN. Em composições com o mesmo volume de agregado, mas de granulometria mais grosseira, a área superficial de agregado é menor, conduzindo a um menor volume de interfaces agregado-pasta. Uma vez que nos agregados normais, estas regiões tendem a ser as de maior porosidade, este fenómeno pode ter conduzido a uma redução do coeficiente de absorção capilar do betão normal. Por outro lado, o uso de um menor volume de agregado grosso na composição dos BEAL pode ter conduzido a uma variação da compacidade granular, que pode afetar a compacidade do betão e conduzir a um maior volume de vazios acidentais. Tendo ainda em consideração que a vibração dos BEAL é menos efetiva do que nos BAN, estes tendem a apresentar um volume de vazios superior ao dos BAN. Assim, estes aspetos, contribuem também para um aumento do coeficiente de absorção capilar dos BEAL.

Conforme era esperado, o coeficiente de absorção teve tendência para aumentar com a relação a/c, visto que este fenómeno conduz a um aumento da porosidade e interconectividade da estrutura porosa da pasta. Nos betões com agregados mais porosos (Leca), a participação do agregado teve tendência para ser ligeiramente mais relevante nos betões de menor compacidade, não só devido ao aumento da porosidade e interconectividade da estrutura porosa da pasta, mas também devido à menor qualidade da zona de interface agregado-pasta, que permite uma maior acessibilidade do agregado. No entanto, conforme discutido, o corte capilar entre o agregado e a matriz cimentícia faz com que a participação dos agregados leves (AL) envolvidos pela pasta deva ser pouco significativa.

4.3.2 Absorção de água por capilaridade em betão fendilhado

Conforme seria esperado, os betões sujeitos a fendilhação tendem a apresentar absorções e coeficientes de absorção superiores face aos betões de referência não fendilhados. No entanto, as diferenças não foram muito significativas, pois a área relativa à fenda artificialmente introduzida nos provetes é pequena face à restante área de betão correspondente à zona corrente (betão não fendilhado). Adicionalmente, os coeficientes de absorção foram medidos para tempos superiores a 20

minutos, ao fim do qual já terá ocorrido o preenchimento das fendas e assim evitando-se o período de maior taxa de absorção inicial devido à presença da fenda. De facto, em geral, é possível verificar que o incremento de absorção de água entre provetes fendilhados e não fendilhados diminuiu de forma importante após os primeiros 10 minutos (Figura 28). Conforme se discute no Anexo C, a altura média de ascensão de água que se verifica aos 10 minutos terá implicado o preenchimento prévio da fenda.

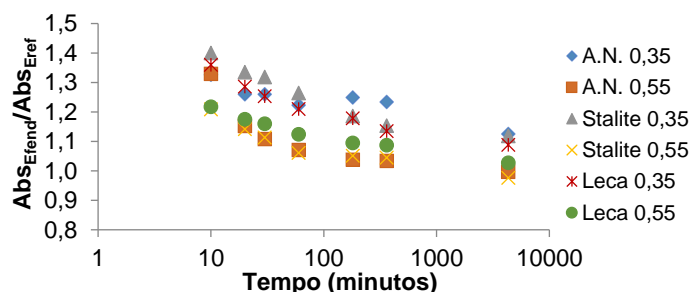


Figura 28: Diferença de absorção entre provetes fendilhados (Abs_{Efend}) e não fendilhados (Abs_{Eref}) ao longo do tempo

Em geral, confirma-se que a absorção de água ao longo do tempo dos provetes de referência é naturalmente inferior à dos provetes fendilhados, devido essencialmente à maior absorção inicial que ocorre nos provetes fendilhados (Figuras C.1-C.8 no Anexo C). Após um período inicial, que varia com o valor do comprimento de fenda dos provetes, a taxa de absorção de água nos provetes fendilhados tende a aproximar-se progressivamente da dos betões de referência. No entanto, o coeficiente de absorção deverá ser sempre superior nos provetes fendilhados, exceto nos casos em que os provetes fendilhados apresentem uma melhor qualidade do betão na zona corrente. Em todo o caso, existe sempre uma maior contribuição da zona da fenda, como se constata adiante na Figura 29 e Quadro 4.4.

Devido a dificuldades de execução não foi possível garantir que as fendas existentes nos provetes fendilhados das diferentes composições apresentassem o mesmo L_f . Os valores de L_f obtidos para cada provete, assim como as respetivas absorções ao longo do tempo apresentam-se no anexo C. Desse modo, os coeficientes de absorções dos diferentes tipos de betão não podem ser diretamente comparáveis e assim concluir da influência relativa de cada tipo de agregado na absorção capilar dos provetes fendilhados. Ainda assim, os 3 provetes ensaiados para cada composição apresentaram valores semelhantes de L_f (anexo C). Por outro lado, nos casos em que os betões apresentaram uma maior variação no comprimento de fenda, confirma-se que os provetes com maior L_f apresentaram uma maior absorção de água.

Por forma a ser possível, por um lado quantificar a influência da presença de fendilhação no betão e por outro facilitar a comparação entre os diferentes tipos de betão foi definido um coeficiente de influência da fenda (K_{IF}), de acordo com a Eq.(4.1). Basicamente, este coeficiente relaciona a absorção de água adicional no betão fendilhado devido à existência da fenda face à absorção de água do betão de referência de igual composição, normalizando a absorção de modo a que este parâmetro não dependa do comprimento da fenda.

$$k_{IF} = \frac{\text{Abs}_{E_{fend}} \times A_0}{A_0 + (2 L_f \times D)} \times \frac{1}{\text{Abs}_{E_{ref}}} \quad (4.1)$$

Onde os termos $\text{Abs}_{E_{fend}}$ e $\text{Abs}_{E_{ref}}$ representam as absorções de água às 6 horas (kg/m^2) do betão fendilhado e do betão de referência, respetivamente. O termo A_0 representa a área (mm^2) do provete em contacto com a água durante o ensaio de absorção; L_f o comprimento da fenda (mm) do provete fendilhado; D o diâmetro (mm) do provete. No Quadro 4.3 apresentam-se os valores médios de K_{IF} obtidos para cada composição, tendo em conta os resultados obtidos nos vários provetes ensaiados.

Quadro 4.3: Valores do coeficiente K_{IF} para as diferentes composições

Tipo de agregado	Relação a/c	K_{IF}
A.N.	0,35	1,099
	0,55	0,886
Stalite	0,35	0,913
	0,55	0,834
Leca	0,35	0,890
	0,55	0,878

Da análise dos valores do coeficiente K_{IF} é possível verificar que quanto maior é a compacidade da pasta (menor a/c), maior é a influência da fenda. Esta influência tende a ser ligeiramente superior nos BAN do que nos BEAL. Tal deverá estar relacionado com o facto de quanto mais aberta for a rede porosa na zona corrente, menor será a diferença face ao que sucede através da zona da fenda. Não se confirma um maior incremento de absorção por parte dos BEAL face aos BAN devido à presença de fendilhação artificial com abertura de 0,3 mm. De facto, os incrementos de absorções foram proporcionalmente equivalentes entre os diferentes tipos de betão. Os valores de K_{IF} inferiores a 1 significa que a influência da fenda na absorção foi inferior à que ocorreria se a área de penetração de água fosse incrementada da área superficial da fenda, isto é, $2L_f \times D$.

Apesar de os comprimentos de fenda dos provetes, em geral, variarem de forma significativa entre os vários tipos de betão, em 2 casos os comprimentos foram idênticos entre provetes de diferentes composições. Este aspeto permite que seja possível a comparação direta entre estes betões. Um destes casos é verificado para os betões com agregado normal e agregado de Leca com relação a/c de 0,55. Aplicando a equação Eq (4.1), mas agora sem necessidade de normalizar ao comprimento de fenda (apenas $\text{Abs}_{E_{fend}}/\text{Abs}_{E_{ref}}$, excluindo o termo $A_0+2L_f \times D$), obtêm-se os valores de 1,054 e 1,044, respetivamente. O outro caso, corresponde à comparação direta entre um dos provetes de betão com Stalite e com Leca, para uma relação a/c de 0,35. Nesta situação, obtêm-se os valores de 1,149 e 1,020, respetivamente. Estes resultados parecem confirmar as conclusões anteriores, ou seja, que de uma forma geral a presença de uma fenda artificial com uma abertura de 0,3 mm conduz a diferenças pouco significativas entre os diferentes betões estudados. No entanto, é possível verificar que para os agregados de maior porosidade, a fendilhação tende a ter uma influência menor.

Para melhor compreensão da influência da fendilhação no betão, para além do coeficiente K_{IF} foi calculado o coeficiente de absorção da zona da fenda (C_{absZF}) e os valores de altura média equivalentes de ascensão capilar ($h_{méd}$) nos betões fendilhados.

O termo C_{absZF} ($\times 10^{-6}$ m/min^{0,5}) representa a massa de água adicional que foi absorvida pelo provete fendilhado devido à existência da fenda. Na definição deste termo foi assumido que esta massa de água apenas penetra para o interior do provete através da área superficial da fenda, A_f , sendo este valor a multiplicação da abertura da fenda (w_f) pelo diâmetro do provete (D). A expressão para o cálculo de C_{absZF} é dada por Eq.(4.2).

$$C_{absZF} = \frac{Abs_{ZF}}{W_f \times D \times \sqrt{t}} \quad (4.2)$$

Abs_{ZF} é a absorção de água na zona da fenda e pode ser determinada de acordo com Eq.(4.3).

$$Abs_{ZF} = (Abs_{E\ fend} \times A_0) - Abs_{E\ ref} \times (A_0 - A_f) \quad (4.3)$$

Os termos $Abs_{E\ fend}$, $Abs_{E\ ref}$, A_0 , D são os mesmos indicados para Eq.(4.1); A_f representa a área superficial da fenda (mm²); w_f representa o valor de abertura da fenda (mm); o termo \sqrt{t} corresponde à raiz do tempo de ensaio (min^{0,5}) para o qual se mediu Abs_{ZF} .

Na Figura 29 apresenta-se a variação do coeficiente de absorção da zona da fenda ao longo do tempo para os diferentes betões ensaiados. Confirma-se que a influência da presença de fendilhação tem maior relevância nos instantes iniciais do ensaio, ocorrendo uma redução exponencial da sua influência ao longo do tempo. Por análise da Figura 29 e conforme indicado no Quadro 4.4, verifica-se que o coeficiente de absorção da zona da fenda nos instantes iniciais foi cerca de duas a três ordens de grandeza superior ao da zona corrente, indiciando que fendas artificiais com abertura de 0,3 mm oferecem pouca resistência à absorção capilar.

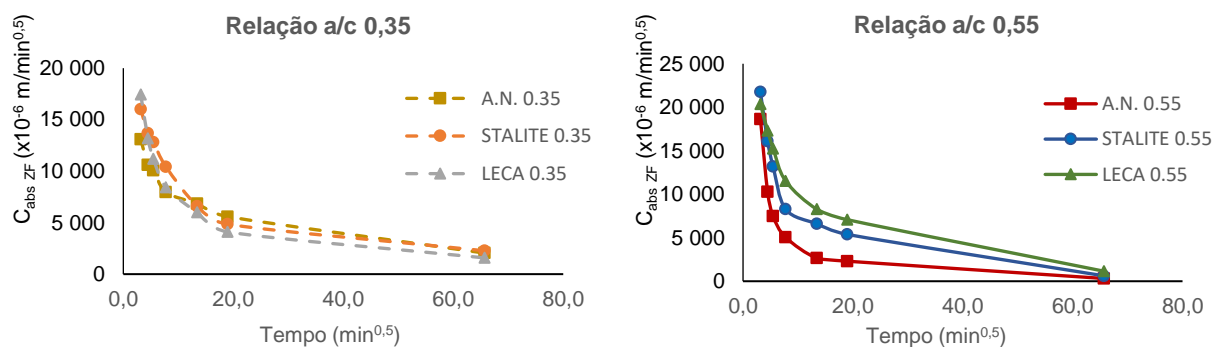


Figura 29: Coeficiente de absorção na zona da fenda em função da \sqrt{t} , para as diferentes composições em estudo

Quadro 4.4: Coeficiente de absorção Zona corrente Vs Zona da fenda aos 10 minutos

Tipo de agregado	Relação a/c	Zona corrente	Zona da fenda
		Coef. Absorção 10 min ($\times 10^{-6}$ m/min ^{0,5})	Coef. Absorção 10 min ($\times 10^{-6}$ m/min ^{0,5})
A.N.	0,35	86	13 086
	0,55	143	18 648
Stalite	0,35	101	16 030
	0,55	203	21 753
Leca	0,35	123	17 457
	0,55	236	20 381

O termo referido acima, $h_{méd}$ (mm), traduz a altura média equivalente de ascensão de água por capilaridade que se verificou no betão fendilhado. O termo traduz uma altura equivalente, visto que na realidade a ascensão capilar ocorreu de forma irregular nos provetes, conforme ilustrado na Figura 30 e 31. Os valores de $h_{méd}$ e $h_{méd}/L_f$ para os diferentes tipos de betão e para os vários tempos de ensaio apresentam-se no Anexo C. A expressão para o cálculo deste parâmetro é dada por Eq.(4.4), onde %P representa a percentagem de porosidade acessível, determinada de acordo com Eq. (4.5).

$$h_{med} = \frac{Abs_{E_{fend}}}{\%P \times \rho_{H_2O}} \times 1000 \quad (4.4)$$

$$\%P = \frac{\Delta m_{H_2O}}{V_{provetete}} \quad (4.5)$$

O termo Δm_{H_2O} representa a massa de água que penetrou no interior do provete durante a duração total do ensaio de absorção capilar (mm^3); $V_{provetete}$ representa o volume do provete alvo de ensaio (mm^3). Este termo corresponde aproximadamente ao teor de saturação do provete.



Figura 30: Ascensão de água por capilaridade num provete fendilhado de BEAL Stalite aos 10 minutos

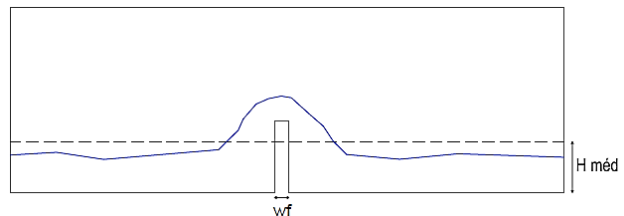


Figura 31: Esquema da altura de água equivalente absorvida por capilaridade num provete fendilhado

Por análise dos gráficos do coeficiente de absorção da zona fenda em função da raiz do tempo (Figura 29), constata-se que a partir de períodos de ensaio superiores a 180 minutos (BAN) e 360 minutos (BEAL), a redução de $C_{abs,ZF}$ tende a estabilizar. Os diferentes períodos de estabilização observados nos BAN e nos BEAL está relacionado com o facto dos primeiros terem sido ensaiados com comprimentos de fenda, L_f , mais curtos. A estes períodos de ensaio correspondem os valores de $h_{méd}$ e $h_{méd}/L_f$ indicados no Quadro 4.5 para os vários tipos de betões. Constata-se que independentemente do tipo de betão e de agregado, a influência da fenda sobre a absorção de água tende a ser menos significativa para valores de $h_{méd}/L_f$ superiores a 2,0.

Quadro 4.5: Valores de $h_{méd}$ e $h_{méd}/L_f$ para as diferentes misturas nos instantes 180 e 360 minutos

Tipo de agregado	Relação a/c	h méd (mm)		h méd / L _f	
		180 min	360 min	180 min	360 min
A.N.	0,35	21,4	27,0	2,4	3,0
	0,55	23,2	30,7	2,4	3,2
Stalite	0,35	22,8	27,9	1,5	1,8
	0,55	25,0	33,74	1,7	2,3
Leca	0,35	22,3	27,3	1,8	2,1
	0,55	22,1	28,9	1,7	2,12

4.4 Permeabilidade ao oxigénio

Os ensaios de permeabilidade ao oxigénio foram realizados aos 28 dias de idade e de acordo com o procedimento indicado na especificação LNEC E392 (1993), tal como descrito no capítulo 3. No

Quadro 4.6 e Figura 32 apresentam-se os valores médios do coeficiente de permeabilidade ao oxigênio (K_{O_2}) para as diversas composições, os respectivos coeficientes de variação e os valores de humidade relativa no interior do betão. São apresentados os valores, tanto do ensaio de referência (sem fendilhação, K_{O_2}) como do ensaio fendilhado (fenda artificial com uma abertura de 0,3 mm, K_{f,O_2}), incluindo os valores de comprimento de fenda médios dos provetes. É importante salientar que devido à elevada compacidade das composições com a/c de 0,35, estes provetes foram ensaiados para uma gama superior de pressões, conforme indicado no capítulo 3. Os coeficientes de variação medidos têm em conta apenas 3 provetes por composição. Todos os resultados obtidos em cada provete apresentam-se no Anexo D.

Quadro 4.6: Resultados do ensaio de permeabilidade ao oxigénio dos betões de referência e fendilhados

Tipo de agregado	Relação a/c	Ensaio de referência			Ensaio fendilhado					
		K_{Ref,O_2} ($\times 10^{-18} \text{ m}^2$)	CV (%)	HR (%)	K_{fend,O_2} ($\times 10^{-18} \text{ m}^2$)	CV (%)	HR (%)	L_f (mm)	CV (%)	$K_{fend,O_2} / K_{Ref,O_2}$
A.N.	0,35	13,9	4	63,7	14,4	7	53,8	9,0	3	1,04
	0,55	54,7	11	60,0	67,1	7	59,1	9,5	5	1,23
Stalite	0,35	15,4	2	54,9	16,9	16	56,7	14,5	4	1,10
	0,55	123,4	16	53,2	141,0	7	52,9	15,0	22	1,14
Leca	0,35	15,6	5	70,4	17,8	3	68,8	13,5	6	1,14
	0,55	188,7	26	58,8	205,6	*	65,1	14,0	*	1,09

(*) Apenas foram obtidos resultados válidos para 1 provete

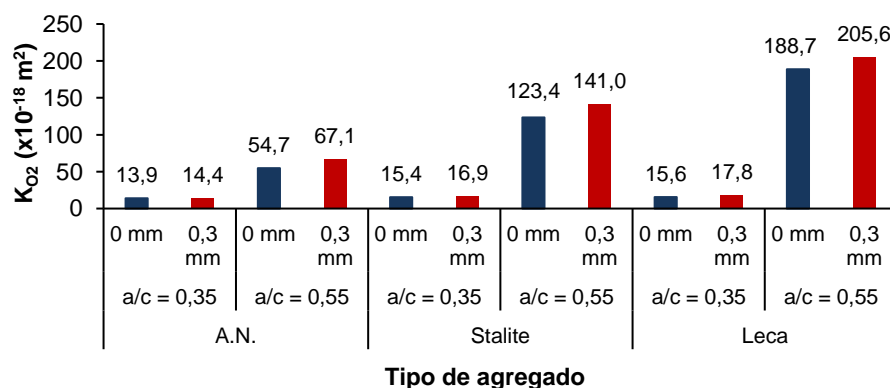


Figura 32: Coeficientes de permeabilidade ao oxigénio em função do tipo de agregado, relação a/c e abertura de fendas

4.4.1 Permeabilidade ao oxigénio em betão não fendilhado

Tal como seria esperado, confirma-se o aumento da permeabilidade com o aumento da relação a/c (Figura 33), visto que os betões estão associados a maiores porosidades abertas. Embora os betões de diferente a/c tenham sido ensaiados para pressões distintas, confirma-se uma relação aproximadamente exponencial entre a relação a/c e a permeabilidade ao gás, tal como reportado por outros autores, como Powers et al. (1954), Gameiro (2015) e Real & Bogas (2017).

Tendo em consideração a influência do tipo de agregado, é possível verificar que para a relação a/c de 0,35, os diferentes betões apresentam resultados praticamente semelhantes. Ainda assim, constata-se um ligeiro aumento de permeabilidade nos BEAL, de cerca de 11-12% face aos BAN, com diferenças pouco significativas entre betões produzidos com diferentes tipos de agregados leves. No entanto, as diferenças foram substancialmente superiores nos betões com relação a/c de 0,55, em que os BEAL com Stalite e Leca atingiram coeficientes de permeabilidade 2,3 e 3,5 vezes superiores aos dos BAN de igual composição, respetivamente. Assim, tal como reportado por Real & Bogas (2017), confirma-se que a permeabilidade ao gás tende a aumentar com o aumento de porosidade dos agregados, em especial nos betões produzidos com pastas de menor compacidade, em que se permite uma maior acessibilidade e participação dos agregados leves, isoladamente distribuídos e envoltos pela matriz cimentícia. De facto, uma vez que os agregados se encontram dispersos e envoltos pela pasta cimentícia, a sua participação na permeabilidade ao oxigénio depende não apenas das suas propriedades, mas também das características da pasta (Bogas 2011). Isso justifica o facto de, tal como observado na Figura 33, as diferenças de permeabilidade entre os BAN e os BEAL tenderem a aumentar com o aumento da relação a/c. As pequenas diferenças observadas entre os diferentes tipos de betões de relação a/c 0,35 estão também relacionadas com o facto de se terem atingido menores níveis de secagem nestes betões, associados a pastas de elevada compacidade. Neste caso, os betões com Leca, associados a maior teor em água inicial nos seus agregados, apresentaram secagens mais lentas que contribuíram para maiores valores de HR e consequentemente menor efetivação da permeabilidade.

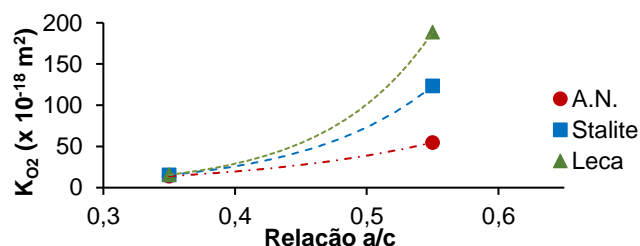


Figura 33: Relação entre permeabilidade ao oxigénio e a relação a/c

Comparando os resultados obtidos neste ensaio com os resultados obtidos por outros autores em betões de idêntico a/c (Figura 34 e 35), é possível verificar que os valores de K_{O_2} , tanto com agregado normal como com agregado leve, foram até uma ordem de grandeza superiores. Este aspeto está relacionado com o fato de o ensaio de permeabilidade ao oxigénio ser muito sensível a pequenas alterações nas características dos provetes, sendo fortemente afetado por vários fatores como o teor de humidade do betão, idade de ensaio e composição da mistura.

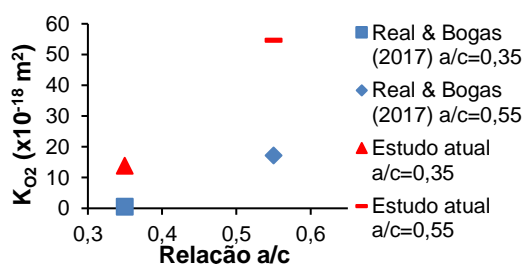


Figura 34: Valores de K_{O_2} para diferentes relações a/c em betões convencionais

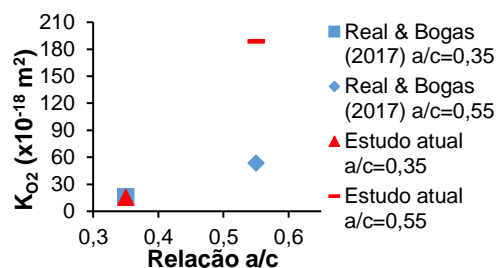


Figura 35: Valores de K_{O_2} para diferentes relações a/c em BEAL com agregado Leca

Neste estudo, a cura dos provetes foi efetuada de forma semelhante ao realizado por Real & Bogas (2017). Porém, os provetes foram curados numa estufa a 60°C, enquanto no trabalho de Real & Bogas (2017) a temperatura de secagem foi de apenas 40°C. Isso levou a que tivessem sido obtidos menores valores de humidade relativa (Quadro 4.6), entre 55 e 70%, face aos valores de 65 e 80%, reportados por Real & Bogas (2017). Neste caso, a permeabilidade nos betões mais secos pode aumentar significativamente. De acordo com Bentz et al. (1999) e Bogas (2011), para valores acima de 80% HR existe um forte decréscimo da permeabilidade ao gás. São referidas reduções na permeabilidade ao gás de até duas ordens de grandeza para variações de HR entre 75 e 95% (Ollivier et al. 1955, Kameche et al. 2014, Gameiro 2015 e Real & Bogas 2017). Kameche et al. (2014) estabelecem uma relação aproximadamente exponencial entre o teor em água e a permeabilidade ao oxigénio. A importância do teor de humidade é demonstrada pelos valores semelhantes obtidos neste estudo e no trabalho de Real & Bogas (2017) para betões com Leca e a/c de 0,35. Como referido, os betões com Leca deste estudo apresentaram um valor mais elevado de humidade relativa (Quadro 4.6), que se enquadra nos valores reportados por Real & Bogas (2017).

Outro fator que contribuiu para a diferença entre resultados foi a idade do betão, visto que em Real & Bogas (2017) os ensaios foram realizados aos 90 e 365 dias de idade, enquanto neste estudo a permeabilidade foi obtida aos 28 dias. De referir ainda, que os betões deste estudo, apesar de apresentarem idêntico a/c, não foram produzidos exatamente com a mesma composição dos betões estudados por Real & Bogas (2017), o que também dificulta a comparação direta entre resultados.

De uma forma geral, foi possível concluir que a permeabilidade ao oxigénio dos betões tende a aumentar com o aumento da relação a/c e o aumento da porosidade dos agregados. Foi possível também concluir que, betões produzidos com agregados leves mais densos, como é o caso do agregado Stalite, conduzem a valores de permeabilidade mais próximos dos obtidos nos betões convencionais, atingindo inclusivamente desempenhos equivalentes quando se encontram envolvidos por pastas de elevada compacidade, de baixa relação a/c.

4.4.2 Permeabilidade ao oxigénio em betão fendilhado

Como seria de esperar, confirma-se que os betões previamente sujeitos a pré-fendilhação apresentaram maior permeabilidade ao O₂ do que os betões de referência não fendilhados, independentemente do tipo de agregado e relação a/c (Quadro 4.6 e Figura 36).

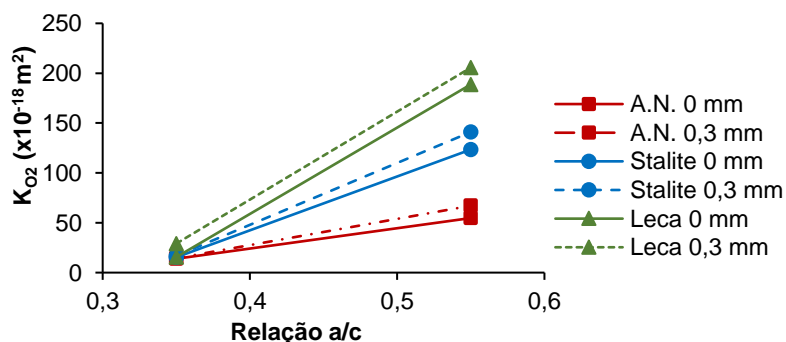


Figura 36: Coeficiente de permeabilidade, K_{O_2} , de betões de referência e betões fendilhados (0,3 mm de abertura de fendas) em função da relação a/c.

Visto que os provetes das várias composições foram ensaiados com diferentes comprimentos de fenda e diferente humidade relativa, não é possível estabelecer uma comparação direta entre os distintos tipos de betões. Exceto nos BEAL com leca e a/c de 0,35, a humidade relativa variou em geral entre 53 e 63%, para diferenças em geral inferiores a 3% entre os betões de referência e os betões fendilhados. Neste intervalo, a variação de permeabilidade ao gás não é significativa (Ollivier et al. 1955), podendo-se admitir que os resultados foram pouco afetados por este fator. Em relação ao comprimento de fenda, os BAN apresentaram, em média, valores cerca de 35% inferiores aos dos BEAL, implicando um possível menor impacto da fendilhação na permeabilidade. Por sua vez, os BEAL com Leca e Stalite apresentaram comprimentos de fendas semelhantes, o que facilita a comparação de resultados entre betões.

Independentemente dos aspetos referidos, o aumento de permeabilidade nos betões fendilhados, face aos betões de referência, não foi muito significativo, sendo em geral inferior a 14%. Isso justifica-se pelo facto de apenas se ter introduzido uma fenda nos provetes e para uma profundidade inferior a 30% da sua espessura.

Nas composições com a/c de 0,35, o aumento de permeabilidade nos betões fendilhados foi de 4%, 10% e 14% para os betões com agregados normais, Stalite e Leca, respetivamente. Destes resultados poder-se-ia concluir que o impacto da fendilhação na permeabilidade tenderia a aumentar com a porosidade do agregado. No entanto, conforme referido, o comprimento da fenda nos BAN foi 35% inferior. Por outro lado, os BEAL com Leca fendilhados foram ensaiados com cerca de menos 10% de humidade relativa face aos betões de referência não fendilhados, para variações de 60-70% (Quadro 4.6), que podem afetar de forma importante a permeabilidade ao gás. Desse modo, não é possível concluir sobre a maior participação dos betões com agregados leves na permeabilidade de betões fendilhados compostos por pastas de elevada compacidade.

Nas composições com a/c de 0,55, o aumento de permeabilidade nos betões fendilhados foi de 23%, 14% e 9% para os betões com A.N., Stalite e Leca, respetivamente. Neste caso, verificou-se uma tendência oposta do observado nas misturas de maior compacidade (a/c de 0,35), com a permeabilidade ao O_2 a ser mais afetada pela presença de fendilhação nos betões com agregados menos porosos. Apesar dos BAN fendilhados apresentarem fendas de menor comprimento, constatou-se um maior incremento de permeabilidade nestes betões do que nos BEAL. Isso indicia uma maior influência das fendas artificiais (de abertura 0,3 mm) nos BAN do que nos BEAL considerados. Assim, estes resultados sugerem que a introdução de fendas nos BEAL tem um impacto na permeabilidade ao gás, que pelo menos não deverá ser superior ao ocorrido nos BAN.

Em termos de valores absolutos, existe um maior incremento de permeabilidade nos betões fendilhados de maior a/c , que está relacionado com o facto de, conforme se ilustra na Figura 36, a permeabilidade aumentar exponencialmente com a relação a/c e com eventuais variações introduzidas na porosidade dos betões. No entanto, em termos relativos, e em face da variabilidade do ensaio, não é possível concluir sobre a influência da relação a/c no incremento de permeabilidade devido à introdução de fendilhação nos betões. Por exemplo, nos BAN e BEAL de maior massa volúmica, o

aumento de relação a/c conduziu a um maior impacto da fendilhação, mas nos BEAL de maior porosidade verificou-se uma tendência oposta (Quadro 4.6, última coluna).

Por análise da Figura 36, é possível concluir que o tipo de agregado assumiu maior influência do que a fendilhação, em especial para maiores relações a/c. Para tal, contribui o facto de se ter introduzido apenas uma fenda nos provetes, conduzindo a um baixo rácio de região fendilhada face à região intacta.

Como referido, nos BEAL com diferentes tipos de agregado foi possível garantir comprimentos de fendas semelhantes entre provetes, o que permite uma melhor comparação entre betões e facilita a interpretação dos resultados. No entanto, relativamente aos betões com relação a/c de 0,35 não é possível fazer uma comparação direta, visto que, tal como discutido anteriormente, os BEAL fendilhados com Leca apresentavam-se mais secos do que os de referência não fendilhados. Ainda assim, mesmo tendo em conta este aspeto, a presença de fendilhação nos betões com agregados mais porosos conduziu apenas a um acréscimo de 4% na permeabilidade face aos BEAL com agregados mais densos. Desse modo, pode-se concluir que, para pastas de reduzido a/c e elevada compacidade, o tipo de agregado leve teve pouca influência no impacto causado pelas fendas artificiais.

Em relação aos betões com a/c de 0,55, a introdução de fendilhação teve maior impacto nos BEAL com agregados menos porosos, embora o acréscimo face aos BEAL com Leca tenha sido apenas de 5%. Embora as diferenças sejam pequenas e dentro da ordem de grandeza da variabilidade do próprio ensaio, os resultados sugerem um menor impacto da fendilhação nos BEAL com agregados mais porosos, à semelhança do que foi constatado para a absorção capilar em 4.3. Mais uma vez, isso pode estar relacionado com o menor impacto promovido pela fendilhação em estruturas que só por si já apresentam maior permeabilidade, sendo menos sensíveis a eventuais incrementos de porosidade por introdução adicional de vazios ou fendas.

4.5 Resistência à carbonatação

Nesta secção é analisada a influência da introdução de fendilhação natural e artificial na resistência à carbonatação de betões estruturais produzidos com agregados de massa volúmica normal e com agregados leves. Os ensaios de resistência à carbonatação acelerada foram realizados de acordo com o procedimento indicado na especificação LNEC E391 (1991), conforme descrito no capítulo 3. Foram submetidos a este ensaio, provetes de referência (sem presença de fendilhação), provetes com fendas artificiais (abertura de 0,1; 0,2 e 0,3 mm) e provetes com fendas naturais. Nos Quadros 4.7 a 4.9, apresentam-se os resultados obtidos para cada tipo de provete referido anteriormente. Para o caso dos provetes de referência, não fendilhados, são apresentados os valores referentes à profundidade de carbonatação ao longo do tempo, bem como os coeficientes de carbonatação (K_c), correspondentes à inclinação da reta de regressão linear que relaciona a profundidade de carbonatação com a raiz do tempo. No caso dos provetes com fendas artificiais são apresentados os valores do coeficiente de carbonatação na zona corrente ($K_{c,zc}$), que corresponde à zona não afetada pela presença de fendilhação, as profundidades de carbonatação ao longo do tempo na zona da fenda (x_{cf}), bem como

os comprimentos de fenda (L_f) médios dos provetes ensaiados. Em relação aos provetes com fendas naturais, são apresentados os valores de $K_{c,zc}$ e os valores do coeficiente de carbonatação na zona da fenda ($K_{c,zf}$), obtidos com base na evolução da profundidade de carbonatação na região da fenda em função da \sqrt{t} . Em anexo apresentam-se as curvas de carbonatação, em função do tempo e em função da raiz do tempo para todos os casos referidos acima.

Quadro 4.7: Resultados do ensaio de resistência à carbonatação dos provetes de referência

Relação a/c	Tipo de agregado	Profundidade (mm)			K_c (mm/ano ^{0,5})	R^2
		28d	56d	91d		
0,55	A.N.	5,4	6,4	7,8	16,5	0,97
	Stalite	5,9	7,7	8,6	18,6	0,97
	Leca	7,9	10,7	12,1	25,9	0,98

Quadro 4.8: Resultados do ensaio de resistência à carbonatação dos provetes com fendas artificiais

Relação a/c	Tipo de agregado	Dimensão fenda (mm)	$K_{c,zc}$ (mm/ano ^{0,5})	R^2	Profundidade x_{cf}^* (mm)			L_f^* (mm)		
					28d	56d	91d	28d	56d	91d
0,55	A.N.	0,1	16,3	0,97	11,6	14,0	14,2	10	10	11
		0,2	16,8	0,97	13,5	14,4	15,3	11	10	11
		0,3	16,3	0,98	15,3	16,0	13,5	12	11	9
	Stalite	0,1	18,2	0,98	12,3	15,3	16,1	10	12	10
		0,2	19,2	0,96	15,5	17,5	17,1	13	13	14
		0,3	18,8	0,96	19,3	16,9	18,3	16	14	14
	Leca	0,1	24,9	0,97	12,3	15,6	19,6	12	11	12
		0,2	24,8	0,95	15,4	17,9	22,4	15	17	15
		0,3	25,9	0,97	17,0	17,2	22,6	13	16	12

(*) Média de 2 resultados, ver anexo E

Quadro 4.9: Resultados do ensaio de resistência à carbonatação dos provetes com fendas naturais

Relação a/c	Tipo de agregado	Dimensão fenda (mm)	Profundidade (mm)		$K_{c,zc}$ (mm/ano ^{0,5})	R^2	Profundidade x_{cf} (mm)		$K_{c,zf}$ (mm/ano ^{0,5})	R^2
			7d	28d			7d	28d		
0,55	A.N.	0,15	2,7	4,9	18,0	0,99	7,1	13,8	50,0	1
	Leca	0,10	3,5	7,5	26,8	1	7,9	16,0	57,5	1

4.5.1 Resistência à carbonatação em betão não fendilhado

Como seria de esperar os BEAL com agregados mais porosos (Leca) apresentaram maiores valores de K_c do que os restantes betões produzidos com agregados leves mais densos (Stalite) ou com agregados de massa volúmica normal. Para a composição da argamassa considerada neste estudo, de relação a/c de 0,55, os BEAL com Leca ou com Stalite apresentaram valores de K_c cerca de 13% e 57% superiores aos dos BAN, respetivamente. A maior profundidade de carbonatação obtida nos BEAL justifica-se pela maior porosidade dos agregados leves, que facilitam a difusão de CO_2 para o interior do betão, conforme discutido mais adiante.

Tendo em consideração outros resultados de ensaios acelerados de carbonatação reportados na literatura consultada (Figura 37 e 38) constata-se que o valor de K_c obtido para os betões com BAN está de acordo com o obtido por outros autores em misturas de idêntica composição. No entanto, face aos resultados obtidos por Bogas (2011) e Bogas et al. (2016) em BEAL também produzidos com agregados de Leca, o coeficiente de carbonatação obtido neste trabalho foi cerca de 27% inferior. Esta diferença pode estar relacionada com variações ao nível das características da Leca e das condições de pré-condicionamento dos betões, e essencialmente ao fato de neste estudo apenas se ter

considerado períodos de exposição até 90 dias, para profundidades de carbonatação de cerca de 12 mm, na ordem da dimensão do agregado. Por outro lado, Bogas et al (2016) considerou idades de exposição até aos 271 dias, envolvendo maiores profundidades de carbonatação e, como tal, uma maior participação e influência do agregado leve. Importa referir que os coeficientes de carbonatação referentes a este estudo e indicados nas Figuras 37 e 38 resultaram da conversão dos valores indicados nos Quadros 4.7 a 4.9 para uma concentração de CO₂ de 5%, de modo a ser possível estabelecer uma comparação válida com os resultados reportados por outros autores.

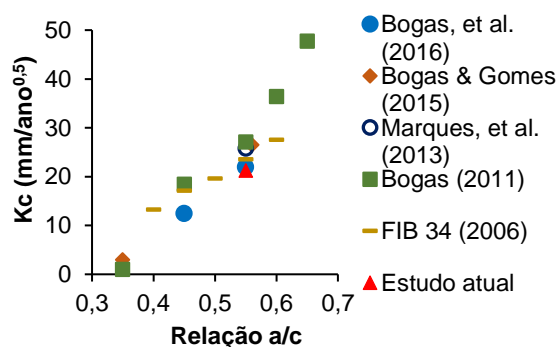


Figura 37: Valores de K_c para diferentes relações a/c para betões convencionais

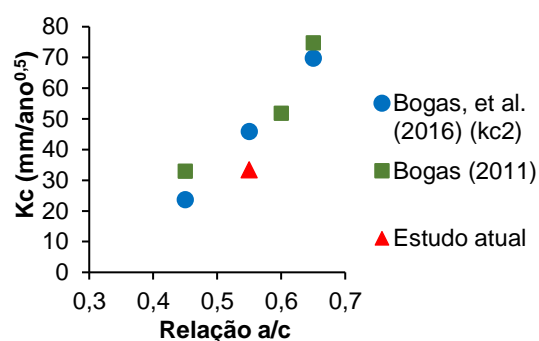


Figura 38: Valores de K_c para diferentes relações a/c para BEAL com agregado Leca

O teor em água e a taxa de difusão de CO₂, a qual é governada pela porosidade do betão, são fatores determinantes para o processo de carbonatação. Contrariamente ao que sucede com o BAN, a microestrutura porosa dos BEAL depende da composição da pasta cimentícia e do tipo de agregado leve utilizado. Os agregados leves possuem uma menor resistência à difusão de gás do que os agregados normais, devido à sua maior porosidade, que favorece a difusão de CO₂ através do betão. No caso dos agregados leves, a dimensão dos poros que formam a estrutura porosa podem ser 2 a 3 ordens de grandeza superiores à da matriz cimentícia que os envolve (Bogas, 2011). Para condições normais de exposição, em que ocorre a secagem parcial do betão, a água no interior dos agregados leves migra para a pasta, fazendo com que estes se tornem disponíveis para participar de forma efetiva na difusão de CO₂. Nos casos, menos comuns, em que não ocorre a secagem do betão, o betão permanece saturado e a carbonatação não é considerada um mecanismo de degradação relevante, independentemente do tipo de betão.

Assim, como os agregados não apresentam na sua constituição fases capazes de fixar o CO₂ e a sua porosidade é, de forma geral, superior à porosidade da pasta que os envolve, a difusão de CO₂ através do agregado deverá ser maior do que através da pasta. Estes aspetos contribuem para que ocorra uma carbonatação mais rápida nos BEAL. Por este motivo, e como seria esperado, o valor do coeficiente de carbonatação tende a aumentar com o aumento da porosidade do agregado. Tal como reportado na literatura (Shulze & Gunzler 1968, Bogas 2011, Ferreira 2015, Bogas et al. 2016), foi possível verificar que a frente de carbonatação tende a contornar os agregados leves (Figura 39), especialmente aqueles com uma maior porosidade, como é o caso do agregado Leca. Este fenómeno vem confirmar uma maior difusão de CO₂ através das partículas de agregado do que através da matriz cimentícia que os envolve. No entanto, Bogas et al. (2016) referem que uma vez que os agregados se

encontram dispersos e envolvidos pela pasta cimentícia, a porosidade desta assume um papel determinante na acessibilidade e participação do agregado poroso na difusão de CO₂. Por esse motivo, na literatura são usualmente documentados diferentes desempenhos relativos dos BEAL face aos BAN, dependendo da relação a/c da pasta cimentícia (Bogas, 2011). No presente estudo, a reduzida compacidade da argamassa permite uma maior participação e influência do agregado leve.

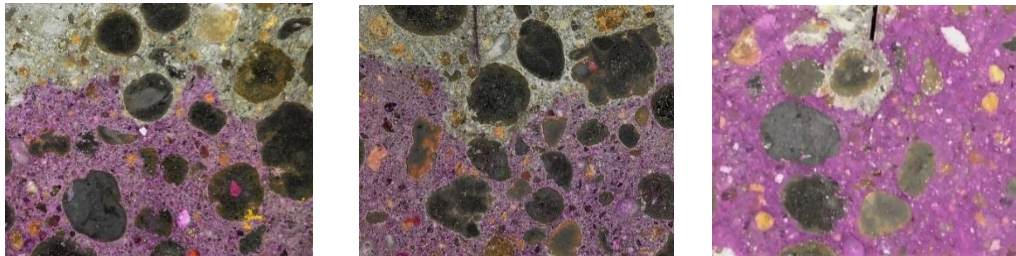


Figura 39: Frente de carbonatação a contornar o agregado leve numa composição com agregado Leca

Bogas et al. (2016) propõem um modelo bifásico para descrever o fenómeno de carbonatação nos BEAL. De facto, devido à existência do efeito de parede que ocorre nas faces moldadas do betão, ocorre uma maior concentração de argamassa nestas regiões, formando-se uma primeira camada com alguns milímetros de espessura em que a fração de agregado grosso é menos relevante. Desse modo, Bogas et al. (2016) sugerem que nestas zonas a difusão de CO₂ será essencialmente controlada pelas características da pasta cimentícia, ou seja, para as primeiras idades de exposição dos BEAL a taxa de carbonatação deverá ser equivalente à observada nos betões convencionais de igual composição.

Assim, este modelo é caracterizado por uma primeira fase em que a taxa de carbonatação é semelhante à observada nos betões convencionais, e por uma segunda fase em que a participação do agregado leve passa a ser relevante. Nesta segunda fase, o mecanismo de carbonatação será afetado pelas características do agregado leve, estando associados coeficientes de carbonatação distintos em função do tipo de BEAL. No entanto, conforme igualmente realçado por Bogas et al. (2016), o conceito do modelo bifásico não pode ser aplicado neste estudo, uma vez que o mecanismo de carbonatação ocorre diretamente através da face de betonagem, como descrito no capítulo 3. De facto, nesta situação a face de betonagem não é afetada pelo efeito de parede, estando inclusivamente associada à presença de uma elevada proporção de agregado leve.

Outro fator que faz com que o modelo bifásico assumam menos importância neste estudo está relacionado com a elevada relação a/c considerada para a argamassa. De acordo com Bogas et al. (2016) o modelo bifásico tenderá a ser mais relevante quanto menor for a relação a/c, verificando-se que para relações a/c superiores a cerca de 0,5 o ponto de transição entre as duas fases do modelo deixa de ser claro para as condições e tempos de exposição comuns dos ensaios acelerados de carbonatação. Nestes casos, a participação do agregado torna-se rapidamente efetiva, fazendo com que as curvas de carbonatação dos BEAL comecem a divergir das do BAN logo nas primeiras idades de exposição. Este aspeto pode ser constatado nas curvas de carbonatação presentes na Figura 40, em que a evolução da profundidade de carbonatação nos BEAL diverge da dos BAN, desde a primeira idade de medição. Ainda assim, importa destacar que para os BEAL com agregados de menor

porosidade, são observadas curvas de evolução da profundidade de carbonatação muito próximas as obtidas nos BAN de igual composição (Figura 40).

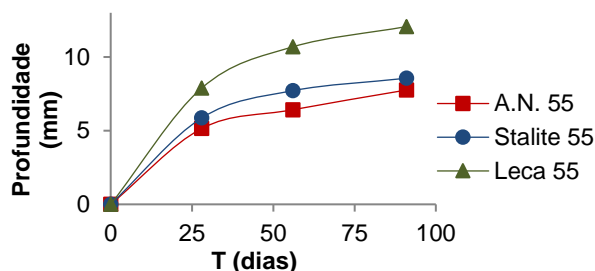


Figura 40: Profundidade de carbonatação nos betões de referência não fendilhados, de relação $a/c=0,55$

4.5.2 Resistência à carbonatação em betão fendilhado

Em relação aos betões previamente fendilhados, foram calculados os valores do coeficiente de carbonatação na zona corrente e na zona da fenda. No Quadro 4.8 confirma-se que os coeficientes de carbonatação da zona corrente ($K_{c,zc}$) dos provetes sujeitos a pré-fendilhação artificial foram idênticos aos valores de K_c dos provetes de referência. Em relação aos betões com fendas naturais, os valores de $K_{c,zc}$ foram também semelhantes, embora ligeiramente superiores aos observados nos provetes de referência (4-9%).

No caso dos provetes com fendas artificiais, a análise da influência da presença de fendilhação na resistência à carbonatação acelerada foi complexa, devido ao facto de não ter sido possível, pela dificuldade de execução, garantir que as fendas artificiais apresentassem valores semelhantes de L_f nos vários provetes ensaiados de diferentes composições e para diferentes idades de exposição. Por esta razão, não se pode fazer uma comparação direta entre diferentes composições, tendo apenas em consideração a evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo na zona das fendas. No anexo E são apresentadas as curvas de carbonatação na zona da fenda para as diversas composições em função do tempo e da raiz do tempo, sendo também possível constatar que foram obtidos valores de correlação (R^2) por vezes bastantes baixos, uma vez que para a mesma composição, os vários provetes podem apresentar L_f diferentes para cada idade de exposição. Assim, é necessário estabelecer uma metodologia de modo a que a resistência à carbonatação seja avaliada independentemente do comprimento das fendas, facilitando a interpretação e comparação do desempenho entre diferentes composições.

Deste modo, e por forma a ser possível quantificar a influência da fenda na resistência à carbonatação, foi definido um novo parâmetro, o coeficiente de carbonatação da fenda ($K_{c,f}$). Na definição deste parâmetro assume-se que na zona da fenda, para profundidades de carbonatação superiores a L_f , o betão apresenta um comportamento semelhante ao da zona corrente. Ou seja, o valor do coeficiente de carbonatação do betão após L_f é semelhante ao determinado na zona corrente do mesmo provete. Tendo por base esta hipótese e recorrendo à equação 4.6, é possível estimar o tempo afeto à progressão da frente de carbonatação após a fenda.

Para qualquer das idades de ensaio a frente de carbonatação foi superior a L_f em todos os provetes analisados. Como tal, qualquer uma das idades de medição, entre 28 e 90 dias, podia ser escolhida

para estimar $K_{c,F}$. No entanto, optou-se por considerar os resultados da profundidade de carbonatação na zona da fenda para a idade de exposição mais jovem (28 dias), por forma a minimizar os efeitos de aumento de humidade no interior do provete. De facto, a presença de humidade pode promover alterações na difusão de CO_2 na zona imediatamente após a fenda, fazendo com que esta apresente um comportamento distinto da evidenciada pelo betão da zona corrente. Neste caso, a hipótese de o betão após a fenda ser modelado por $K_{c,ZC}$ seria menos válida. Assim, sabendo os valores de L_f , do coeficiente de carbonatação e zona corrente ($K_{c,ZC}$) e da profundidade de carbonatação aos 28 dias ($x_{cf,28d}$), determinou-se o tempo de carbonatação após fenda, t_{AF} , de acordo com a Eq.(4.7).

Posteriormente, subtraindo o tempo total do ensaio (28 dias) de t_{AF} , é possível estimar o tempo que a profundidade de carbonatação demora a percorrer L_f , t_f . Finalmente, sabendo t_f é possível determinar o valor aproximado de $K_{c,F}$ através da equação Eq.(4.8).

$$t_{AF} = \left(\frac{x_{cf,28d} - L_f}{K_{c,ZC}} \right)^2 \quad (4.7) \quad K_{c,F} = \frac{L_f}{\sqrt{t_f}} \quad (4.8)$$

No Quadro 4.10 e Figura 41 são apresentados os valores estimados de $K_{c,F}$ para os vários betões estudados e para as diferentes aberturas de fenda consideradas.

Quadro 4.10: Valores de $K_{c,F}$ para as diferentes misturas e aberturas de fenda consideradas

Relação a/c	Ligante	Tipo de agregado	Dimensão fenda (mm)	$K_{c,F}$ (mm/ano ^{0,5})
0,55	CEM I	A.N.	0,1	38,9
			0,2	48,0
			0,3	58,8
		Stalite	0,1	41,7
			0,2	55,4
			0,3	65,2
		Leca	0,1	42,4
			0,2	53,0
			0,3	56,4

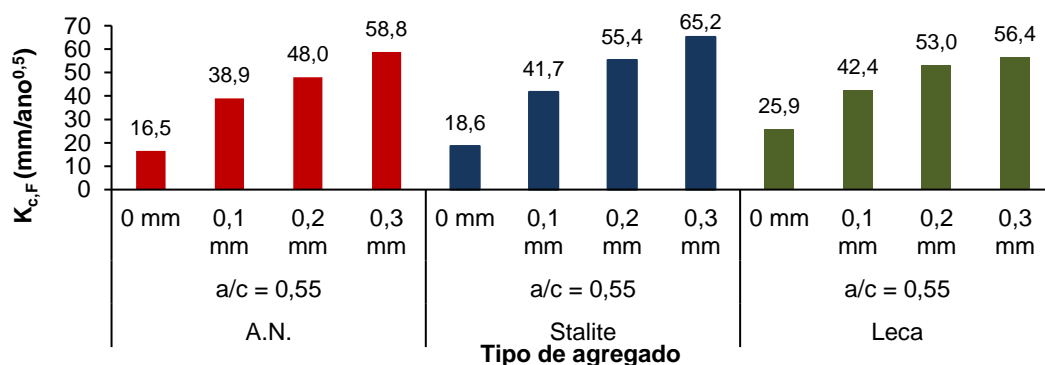


Figura 41: Valores de $K_{c,F}$

Conforme seria de esperar, o coeficiente de carbonatação na zona das fendas, $K_{c,F}$, aumentou com a largura de fendas, salientando a maior facilidade de difusão de CO_2 nestes betões. O maior incremento fez-se sentir de 0 para 0,1 mm de abertura de fendas, sendo a partir desse valor até 0,3 mm um incremento proporcionalmente inferior. Isso está relacionado com o facto de fendas superiores a 0,1 mm já serem suficientemente elevadas para que a difusão se faça de forma praticamente livre e a influência da fenda não seja muito significativa.

Da Figura 41 verifica-se também que tendo em conta a variabilidade do ensaio, pode-se concluir que o valor de $K_{c,F}$ foi semelhante nos diferentes betões, independentemente do tipo de agregado. Isso sugere que as fendas artificiais, entre 0,1 e 0,3 mm, apresentam características de difusão idênticas nos diferentes tipos de betão. Comparando os valores de $K_{c,F}$ para aberturas de fendas de 0,1 mm, com os valores de K_c nos betões de referência, verifica-se que o efeito da fenda tende a diminuir com o aumento da porosidade do agregado. De facto, o rácio $K_{c,F}/K_c$ foi de 2,36; 2,24 e 1,64 para betões com A.N., Stalite e Leca, respetivamente. Neste caso, conclui-se que o mesmo tipo de fendilhação tem um maior impacto na taxa de carbonatação dos BAN do que dos BEAL. Este aspeto está essencialmente relacionado com o facto, de como se viu, os valores de $K_{c,F}$ serem semelhantes entre betões, ao contrário do que sucede com o K_c da zona corrente, que é superior nos BEAL. Desse modo, visto que a estrutura porosa dos BEAL é mais aberta e as propriedades de difusão são superiores, uma eventual fendilhação tem menor repercussão na taxa de carbonatação final destes betões.

Ainda assim, apesar de os valores de $K_{c,F}$ para os diferentes tipos de betão terem sido da mesma ordem de grandeza é possível observar que estes tendem a ser ligeiramente mais elevados, em média cerca de 10%, nos BEAL face aos BAN. Esse facto pode estar em parte relacionado com a presença de agregados leves nas imediações da zona da fenda, aumentando ligeiramente a difusão de CO_2 nessa região. Porém, este aspeto também pode estar relacionado com o facto de o betão logo após a fenda não apresentar o mesmo comportamento que o betão da zona corrente, hipótese assumida no cálculo de $K_{c,F}$. De facto, um comportamento distinto do betão nestas duas zonas, pode levar a que os valores de coeficiente de carbonatação da fenda sejam, na realidade, diferentes dos valores obtidos. Isso pode suceder, por exemplo, devido a diferenças de teor de humidade na profundidade do betão. Nesse caso, por exemplo, se o coeficiente de difusão no betão após a fenda for inferior ao da zona corrente, o $K_{c,F}$ tende a ser subestimado. Neste caso, as diferenças entre os BEAL e os BAN poderiam ainda ser superiores, visto que nos BEAL os tempos de secagem tendem a ser superiores, devido ao maior efeito de cura interna proporcionado pelos agregados leves. No entanto, não foi possível identificar grandes diferenças entre os diferentes tipos de BEAL analisados, constatando-se inclusivamente que para aberturas de fendas superiores a 0,2 mm, os valores de $K_{c,F}$ da Leca (agregado leve mais poroso) foram ligeiramente inferiores aos estimados para a Stalite (agregado leve mais denso). Os menores valores nos BEAL de menor massa volúmica podem resultar do maior teor de humidade nestes betões que, como referido, conduz a valores subestimados de $K_{c,F}$. Em suma, face das pequenas diferenças obtidas pode-se concluir que, para as aberturas de fendas analisadas, a influência das fendas artificiais não foi significativamente afetada pelo tipo de agregado.

Na Figura 42 é apresentada a relação entre $K_{c,F}$ e a abertura de fendas artificiais consideradas para os diferentes betões, sendo possível confirmar que para os vários betões foi observada uma relação praticamente linear entre a abertura de fenda e a carbonatação através da fenda, confirmando-se conforme já discutido que o maior aumento foi obtido entre 0 e 0,1 mm. É possível também concluir da Figura 42 que a carbonatação através da fenda pode ser considerada semelhante entre os diferentes betões, independentemente da abertura de fenda e tipo de agregado.

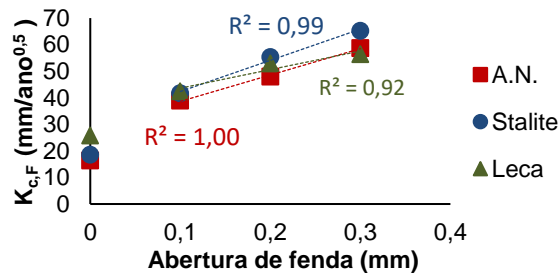


Figura 42: Relação entre $K_{c,F}$ e abertura de fenda

No caso dos betões com fendas naturais, tal como aconteceu com as fendas artificiais, o comportamento do betão em zona corrente foi muito semelhante ao dos betões de referência não fendilhados. Para estes betões, a análise da influência da presença de fendilhação na resistência à carbonatação acelerada foi realizada por um processo mais simples. Por um lado, a profundidade de carbonatação a diferentes idades foi sempre inferior a L_f , possibilitando a determinação direta do coeficiente de carbonatação na zona da fenda, $K_{c,ZF}$. Por outro lado, foi possível garantir que o L_f dos diferentes provetes ensaiados a idades de exposição distintas fosse o mesmo. Desta forma, a quantificação da influência da presença de fendilhação na resistência à carbonatação neste tipo de betões foi simplesmente definida tendo por base o parâmetro $K_{c,ZF}$. Este parâmetro foi obtido a partir da inclinação da reta de regressão que relaciona a profundidade de carbonatação na zona da fenda (x_{cf}) com a raiz do tempo. Devido à semelhança de L_f entre provetes ensaiados a diferentes idades, nos betões com fendas naturais foram obtidos valores elevados de R^2 , superiores a 0,99, tanto para a zona corrente como para a zona da fenda. É importante ressaltar que para este tipo de provetes apenas foram consideradas 2 idades de exposição, nomeadamente 7 e 28 dias, o que contribui para os elevados valores obtidos para R^2 . Adicionalmente, o facto de se terem efetuado medições para tempos de exposição reduzidos, as profundidades de carbonatação observadas foram pequenas, em geral inferiores a 15 mm na zona da fenda e a 8 mm na zona corrente (Quadro 4.9). Na Figura 43 são apresentadas as curvas de carbonatação para os diferentes tipos de betão em função do tempo de exposição e em anexo encontram-se presentes as curvas de carbonatação em função da raiz do tempo.

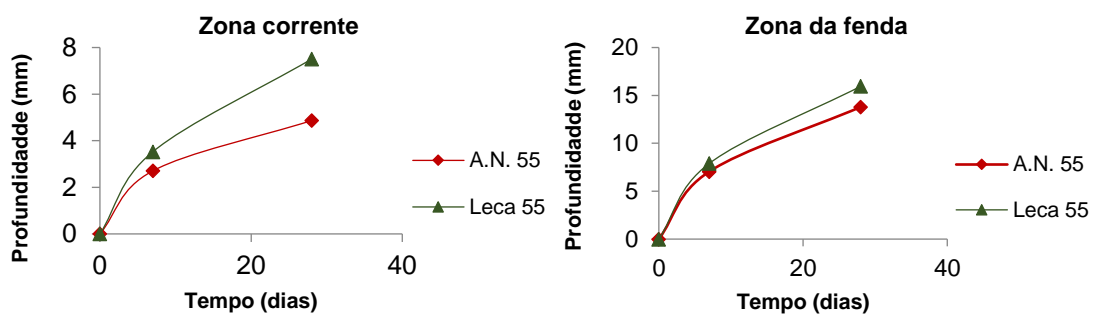


Figura 43: Evolução da profundidade de carbonatação com o tempo, na zona corrente e zona da fenda

A comparação direta entre o betão convencional e os BEAL com Leca não é válida, visto que os provetes apresentavam aberturas diferentes nos dois tipos de betão. Conforme discutido em 4.5, o processo de pré-fendilhação natural dos betões é difícil de implementar, sendo complicado garantir aberturas de fendas pré-determinadas. Assim, no caso dos provetes de BAN foram obtidas fendas naturais com uma abertura de aproximadamente 0,15 mm, enquanto que nos provetes de BEAL com Leca foi possível obter aberturas de fenda próximas do pretendido, de cerca de 0,1 mm. Nas Figuras 44 e 45 são apresentados exemplos das fendas referidas acima, sendo possível verificar que a abertura deste tipo de fenda possui alguma variabilidade ao longo do seu comprimento. Assim, os valores de abertura de fendas indicados no quadro 4.9 resultam da média de diferentes medições efetuadas ao longo das fendas. No caso dos BEAL, conforme se observa na Figura 45, a abertura da fenda tende a ser maior na zona em que atravessa os agregados leves do que na região da matriz cimentícia envolvente. Não apenas porque os agregados leves apresentam menor resistência à tração, mas também porque as fendas vão progredir sobre as zonas de maior porosidade do agregado, que contribui para o alargamento da fenda nessas regiões. Isso poderá sugerir que uma eventual fendilhação que atravessasse as partículas de agregado leve possa ser mais gravosa e ter um maior impacto na taxa de carbonatação dos BEAL.

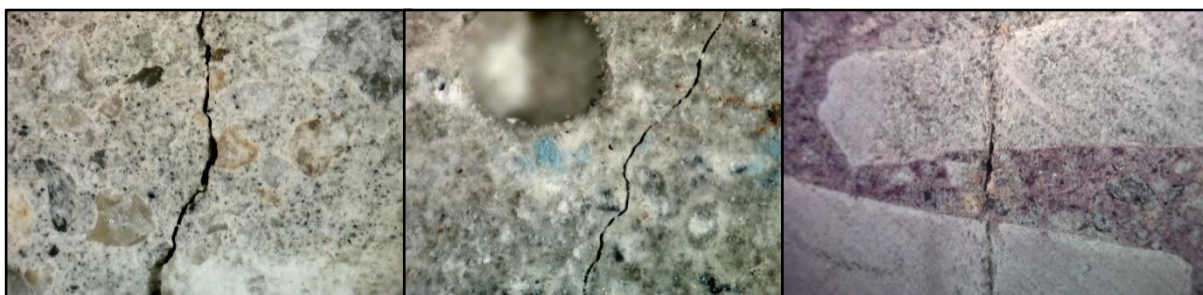


Figura 44: Fendas naturais induzidas no betão convencional. Fendas de grande tortuosidade, por vezes atravessando os agregados



Figura 45: Fendas naturais induzidas nos BEAL com agregado Leca. Fendas tortuosas que na zona dos agregados tende a apresentar maior abertura

Como referido, não é possível efetuar uma comparação direta entre os resultados dos diferentes betões estudados. Ainda assim, verifica-se que apesar dos BEAL terem sido produzidos com uma abertura média de fendas ligeiramente inferior à dos BAN, o coeficiente de carbonatação na zona da fenda foi mais elevado. Isto contraria a tendência observada nos betões com fendas artificiais, em que para idênticas aberturas de fendas os betões apresentaram taxas de carbonatação semelhantes através da fenda ($K_{c,F}$) independentemente do tipo de agregado. Isso sugere uma maior participação dos agregados leves nas fendas naturais, contribuindo para o aumento de $K_{c,ZF}$ nos BEAL face aos

BAN. Conforme observado na Figura 45, quando as fendas atravessam os agregados leves de maior porosidade, existe como que uma espécie de alargamento das fendas nessa região, resultando num aumento da acessibilidade para o interior do betão. Por outras palavras, na zona dos agregados atravessados pela fenda, a difusão é facilitada, espalhando-se mais rapidamente pela região afeta ao agregado (Figura 46). Por outro lado, a fenda permite uma maior conectividade entre as diferentes partículas de agregado leve que deixam de se encontrar dispersas e isoladas na pasta, resultando num aumento significativo da permeabilidade do betão. Assim, nos betões com fendilhação natural deverá existir uma maior participação do agregado leve na difusão de CO_2 e conseqüente carbonatação do betão.

Comparando os resultados obtidos nos betões com fendas naturais e com fendas artificiais de igual composição, verificam-se diferenças que em parte estão relacionadas com variações nas características dos betões (conforme se observa nas diferenças de $K_{c,ZC}$ entre betões com fendas artificiais e naturais), em relação ao BAN verifica-se que $K_{c,F}$ e $K_{c,ZF}$ foram semelhantes nos betões com fendas artificiais de 0,2 mm e nos betões com fendas naturais de aproximadamente 0,15 mm de abertura. Assim, constata-se um ligeiro aumento da taxa de carbonatação na zona da fenda associada aos betões com fendas naturais. No entanto, apesar das diferenças referidas, pode-se concluir que o comportamento dos BAN não foi significativamente afetado pelo tipo de fenda induzido.

Por sua vez, em relação aos BEAL, nos betões com fendilhação natural observa-se um aumento de 35% da taxa de carbonatação na zona da fenda face aos betões com fendas artificiais de idêntica abertura de fenda. Neste caso, parecem não existir dúvidas da maior influência das fendas naturais no aumento de difusão de CO_2 nos BEAL. Os valores obtidos de $K_{c,ZF}$ para os BEAL com fendas naturais de 0,1 mm foram semelhantes aos dos BEAL com fendas artificiais de 0,3 mm. Conforme discutido anteriormente, nos betões com fendas naturais as fendas intercetam os agregados, existindo uma maior participação dos mesmos no mecanismo de carbonatação do betão. Por outro lado, as fendas artificiais são beneficiadas pelo efeito de parede (resultante da introdução da chapa metálica durante a moldagem), em que a pasta na superfície das fendas impede o contacto direto das fendas com as partículas porosas de agregado leve (Figura 47).

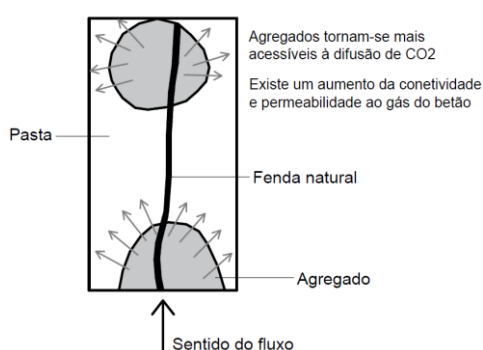


Figura 46: Esquema de uma fenda natural e da sua influência sobre os agregados

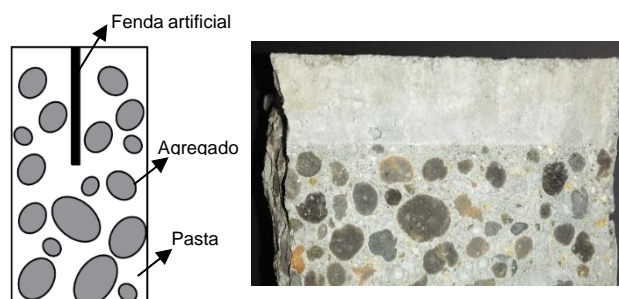


Figura 47: Esquema de fenda artificial e conseqüente efeito de parede nas faces da fenda

4.5.3 Estimativa da progressão da frente de carbonatação em betões fendilhados sujeitos a exposição natural de CO₂

De forma a ser possível ter uma ideia do comportamento real dos betões que foram alvo de estudo neste trabalho e do impacto que pode ter a fendilhação no seu comportamento, procedeu-se à estimativa do tempo de propagação da profundidade de carbonatação em ambiente real, para diferentes aberturas de fenda. Para tal, assume-se que os coeficientes de carbonatação resultantes dos ensaios acelerados realizados em laboratório (K_{ca}) relacionam-se com os coeficientes em exposição natural de CO₂ ($K_{c,real}$) através da Eq. 4.9 (Bogas et al, 2016). Neste caso, considerou-se o valor da concentração de CO₂ na atmosfera ($C_{c,real}$) igual a $0,7 \times 10^{-3}$ kg/m³ e o valor de concentração no interior da câmara de carbonatação ($C_{c,acel}$) igual a 54×10^{-3} kg/m³.

$$K_{c,real} = K_{ca} \times \sqrt{\frac{C_{c,real}}{C_{c,acel}}} \quad (4.9)$$

Tendo uma estimativa de $K_{c,ZC real}$, através da Eq. 4.10 é possível estimar de forma grosseira a profundidade de carbonatação atingida num dado betão fendilhado.

$$x_c = L_f + (K_{c,ZC real} \times \sqrt{t - t_F}) \quad (4.10)$$

Onde o termo t_F representa o tempo que o CO₂ demora a percorrer o comprimento de fenda e pode ser calculado pelo quadrado do quociente entre L_f (mm) e o coeficiente de carbonatação da fenda em condições reais de exposição $K_{c,F real}$ (mm/ano^{0,5}). O termo $K_{c,ZC real}$ representa o coeficiente de carbonatação em condições reais na zona corrente do betão (mm/ano^{0,5}), t representa o tempo de exposição do betão sujeito a carbonatação (anos), L_f representa o comprimento da fenda existente na estrutura real (mm) e x_c corresponde à profundidade de carbonatação total do betão (mm). A expressão final para estimar a progressão da frente de carbonatação no betão fendilhado pode ser dada por Eq(4.11), ou no caso de se utilizarem valores diretos dos ensaios acelerados, por Eq.(4.12).

$$x_c = L_f + K_{c,ZC real} \times \sqrt{t - \left(\frac{L_f}{K_{c,F,real}}\right)^2} \quad (4.11)$$

$$x_c = L_f + K_{c,a} \times \sqrt{\frac{C_{c,real}}{C_{c,acel}}} \times \sqrt{t - \left(\frac{L_f}{K_{c,F,a} \times \sqrt{\frac{C_{c,real}}{C_{c,acel}}}}\right)^2} \quad (4.12)$$

No Quadro 4.11 e 4.12, são apresentados como exemplos, estimativas do tempo médio necessário para se atingirem diferentes profundidades de carbonatação em betões fendilhados sujeitos a condições reais de exposição. São apresentados exemplos para casos onde o comprimento da fenda existente na estrutura toma valores semelhantes a metade e à totalidade da profundidade de carbonatação. Nas estimativas apresentadas, são considerados betões com os 3 tipos de agregados para fendilhação artificial com aberturas de 0,1, 0,2 e 0,3 mm e betões com dois tipos de agregados para fendilhação natural de 0,1 mm (BEAL) e 0,15 mm (BAN).

Deve-se referir que para se utilizarem os valores de $K_{c,F}$ estimados neste estudo, as fendas em condições reais deverão ter aberturas equivalentes e os betões devem possuir composição semelhante. Importa também referir que na maioria dos casos das estruturas reais, raramente a face de betonagem se encontra diretamente exposta para o meio ambiente, sendo o mais comum a exposição de faces moldadas. Assim, como no presente trabalho os ensaios de carbonatação foram realizados sobre a face de betonagem, ocorrem diferenças face ao comportamento dos betões na realidade, nomeadamente no caso dos BEAL, em que o modelo bifásico mencionado anteriormente passa a poder ser aplicável. Neste caso, os resultados indicados no Quadro 4.11 deverão conduzir a estimativas mais conservativas da progressão da carbonatação nos BEAL.

Quadro 4.11: Estimativa do tempo médio necessário para se atingirem diferentes profundidades de carbonatação em betões fendilhados (fendas artificiais)

Relação a/c	Tipo de agregado	Comprimento fenda (mm)	Dimensão fenda (mm)	Estimativa do tempo (anos)			
				x_c (mm)			
				10	20	30	40
0,55	A.N. Stalite Leca	0	0	28	114	256	455
				22	89	201	357
				12	46	104	185
	A.N.	$\frac{x_c}{2}$	0,1 0,2 0,3	12	50	112	198
				10	41	92	163
				9	38	85	152
				10	41	93	165
				8	31	70	124
				7	29	65	116
	Stalite	$\frac{x_c}{2}$	0,1 0,2 0,3	10	41	93	165
				8	31	70	124
				7	29	65	116
	Leca	$\frac{x_c}{2}$	0,1 0,2 0,3	7	30	67	119
				6	24	53	94
				5	21	48	85
	A.N.	x_c	0,1 0,2 0,3	5	20	46	81
				3	13	30	54
				2	9	20	36
				4	18	40	71
				3	10	23	40
				2	7	16	29
	Stalite	x_c	0,1 0,2 0,3	4	18	40	71
				3	10	23	40
				2	7	16	29
Leca	x_c	0,1 0,2 0,3	4	17	39	69	
			3	11	25	44	
			2	10	22	39	

Quadro 4.12: Estimativa do tempo médio necessário para se atingirem diferentes profundidades de carbonatação em betões fendilhados (fendas naturais)

Relação a/c	Tipo de agregado	Comprimento fenda (mm)	Dimensão fenda (mm)	Estimativa do tempo (anos)			
				x_c (mm)			
				10	20	30	40
0,55	A.N. Leca	0	0	24	96	215	383
				11	43	97	172
	A.N. Leca	$\frac{x_c}{2}$	0,15 0,10	9	36	82	145
				5	20	45	80
	A.N. Leca	x_c	0,15 0,10	3	12	28	49
				2	9	21	37

Como se demonstra dos resultados indicados no Quadro 4.11 e Quadro 4.12, a fendilhação pode ter uma influência importante na carbonatação do betão. Por exemplo no caso de uma estrutura em betão convencional sem presença de fendilhação, em média são necessários cerca de 256 anos até se atingir uma profundidade de carbonatação de 30 mm. No entanto, se o mesmo betão apresentar fendas com 15 mm de comprimento e abertura média de 0,1 mm são necessários apenas 112 anos

(no caso de fendas artificiais) para se atingir a mesma profundidade de carbonatação, a que corresponde uma redução de 56% no tempo de vida útil da estrutura. Por sua vez, se o betão apresentar comprimentos de fenda semelhantes à profundidade de carbonatação (aproximadamente 30 mm) ocorre uma redução acentuada do tempo de vida útil, de cerca de 82%, sendo necessários apenas 46 anos para se atingir a mesma profundidade.

Realizando o mesmo raciocínio para os BEAL é possível verificar que o betão com agregado Stalite apresenta um comportamento semelhante ao BAN, obtendo-se reduções na ordem dos 54% e 80% para os casos de com um comprimento de fenda de 15 e 30 mm, respetivamente. No caso dos BEAL com Leca as reduções foram na ordem de 36% e 62%, respetivamente. Conforme discutido anteriormente, a menor influência nos BEAL de menor massa volúmica deverá estar associada ao pior desempenho que estes betões apresentam em zona corrente. De facto, conforme se observa no Quadro 4.11, nos BEAL com LECA não fendilhados são necessários apenas 104 anos para se atingir uma profundidade de carbonatação de 30 mm, cerca de 60% menos tempo do que nos betões convencionais.

Em suma, tendo em conta as várias simulações apresentadas nos Quadros 4.11 e 4.12 pode-se concluir que, em média, aberturas de fendas de 0,1 mm, conduzem a reduções no tempo de carbonatação de 56 a 82% (BAN), 54% a 80% (BEAL com Stalite) e 36% a 63% (BEAL com Leca), para as situações de comprimentos de fendas correspondentes a metade ou à totalidade da profundidade de carbonatação, respetivamente.

De acordo com os resultados obtidos anteriormente, os betões sujeitos a fendilhação natural tendem a atingir iguais profundidades de carbonatação em menos tempo do que os betões com fendilhação artificial. Tendo em consideração os valores apresentados nos Quadros anteriores, para $L_f = x_c/2$, o tempo de carbonatação, para profundidades superiores a L_f , nos betões com fendas naturais foi cerca de 80% e 67% do obtido nos betões com fendas artificiais produzidos com agregados normais e agregados de Leca, respetivamente.

Tendo em consideração apenas os resultados referentes aos betões com fendas naturais, em que a participação dos agregados leves é mais importante, confirma-se que neste caso a influência da fenda nos BEAL tem maior impacto. Por exemplo, para fendas com 15 mm de comprimento e abertura média de 0,1 mm são necessários apenas 45 anos para se atingir uma profundidade de carbonatação de 30 mm. Na situação de betões com fendas artificiais, o valor estimado foi cerca de 49% superior (67 anos). Isto significa que a introdução de fendas naturais nos BEAL conduziu a uma redução de 54% no tempo de vida útil face aos betões não fendilhados, enquanto que nos betões com fendas artificiais essa redução tinha sido apenas de 36%.

Os resultados apresentados no Quadro 4.11 indicam ainda que apesar da taxa de carbonatação aumentar naturalmente com a abertura de fendas, para variações entre 0,1 e 0,3 mm, não se obtiveram variações muito elevadas. No caso dos BAN, para comprimentos de fenda de 15 mm e profundidades de carbonatação de 30 mm, a redução do tempo de carbonatação foi de 56%, 64% e 67%, respetivamente. Ou seja, a partir de uma dada dimensão de abertura de fenda, o aumento adicional da

sua abertura tem um impacto pouco significativo. Conclui-se assim que, para a gama de fendas analisadas neste trabalho, a carbonatação é mais afetada pelo comprimento de fenda do que pela sua abertura.

4.6 Resistência à penetração de cloretos

Neste subcapítulo são apresentados e discutidos os resultados referentes aos ensaios acelerados de migração em regime não estacionário (RCMT) para as diversas composições produzidas neste trabalho. Analisa-se a influência da presença de fendilhação, do tipo de agregado e da relação a/c, bem como o comportamento relativo dos BEAL face aos BAN. Os ensaios de resistência à penetração de cloretos foram realizados de acordo com o procedimento indicado na especificação LNEC E463 (2004), baseada na norma NTBUILD492 (1999), conforme indicado no capítulo 3. Foram ensaiados provetes de referência (sem presença de fendilhação), provetes com fendas artificiais (abertura de 0,1; 0,2 e 0,3 mm) e provetes com fendas naturais (cerca de 0,05 mm). Nos Quadros 4.13 a 4.15 e Figuras 48 a 50, apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes tipos de betões ensaiados nas várias condições referidas anteriormente. Para o caso dos provetes de referência são apresentados os valores referentes aos valores médios dos coeficientes de difusão ($D_{cl,0}$), bem como os respetivos coeficientes de variação, obtidos para as várias composições estudadas. Em relação aos provetes com fendas artificiais são apresentados os valores referentes aos valores médios dos coeficientes de difusão em zona corrente ($D_{cl,ZC}$), que corresponde á zona não afetada pela presença de fendilhação, coeficientes de difusão na zona da fenda ($D_{cl,ZF}$), comprimentos de fenda médios e respetivos coeficientes de variação. Por último, no caso dos provetes com fendas naturais são apresentados os valores referentes aos valores médios de $D_{cl,ZC}$, $D_{cl,ZF}$ e os valores médios de aberturas das fendas naturais induzidas neste tipo de provetes. Para cada caso, foram ensaiados 3 provetes por composição.

Quadro 4.13: Coeficientes de difusão de betões de referência não fendilhados

Tipo de agregado	Relação a/c	$D_{cl,0}$ $\times 10^{-12}$ (m ² /s)	CV (%)
A.N.	0,35	8,9	1,5
	0,55	16,3	4,1
Stalite	0,35	9,2	3,8
	0,55	17,3	3,6
Leca	0,35	9,7	1,0
	0,55	18,0	3,0

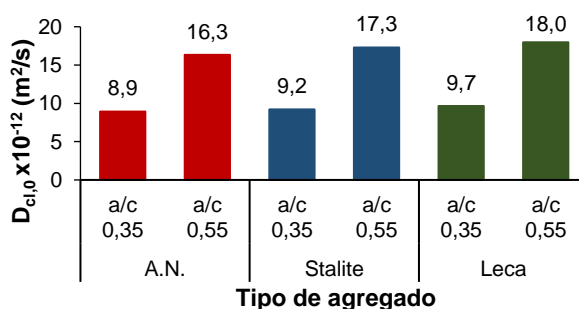


Figura 48: Coeficientes de difusão de betões de referência não fendilhados em função da relação a/c

Quadro 4.14: Coeficientes de difusão em zona corrente e zona fendilhada de betões com fendas artificiais

Tipo de agregado	Relação a/c	Abertura de fenda (mm)	$D_{cl,ZC}$ $\times 10^{-12}(\text{m}^2/\text{s})$	CV (%)	$D_{cl,ZF}$ $\times 10^{-12}(\text{m}^2/\text{s})$	CV (%)	L_f (mm)	CV (%)	$D_{cl,ZF} / D_{cl,ZC}$
A.N.	0,35	0,1	9,1	2,6	17,7	5,6	9,0	2,6	1,9
		0,2	8,9	0,7	19,8	3,1	9,9	7,7	2,2
		0,3	9,2	0,8	21,4	2,6	12,6	18,5	2,3
	0,55	0,1	17,0	3,5	22,0	3,5	10,4	18,1	1,3
		0,3	16,5	3,0	24,2	6,1	9,8	6,3	1,5
Stalite	0,35	0,1	9,4	0,2	26,3	1,1	16,2	13,8	2,8
		0,2	9,4	3,6	29,1	8,1	16,0	11,3	3,1
		0,3	9,1	1,1	30,2	12,7	16,2	12,6	3,3
	0,55	0,1	16,4	4,0	22,2	5,7	11,2	11,9	1,4
		0,3	17,4	1,6	31,6	11,5	13,0	7,2	1,8
Leca	0,35	0,1	10,1	4,5	23,9	3,3	11,7	2,3	2,4
		0,2	9,2	1,3	27,0	0,0	11,5	4,2	2,9
		0,3	9,8	2,3	28,7	1,5	14,3	5,1	2,9
	0,55	0,1	17,8	0,5	32,5	7,0	11,1	6,5	1,8
		0,3	17,7	0,8	37,1	4,9	12,2	17,9	2,1

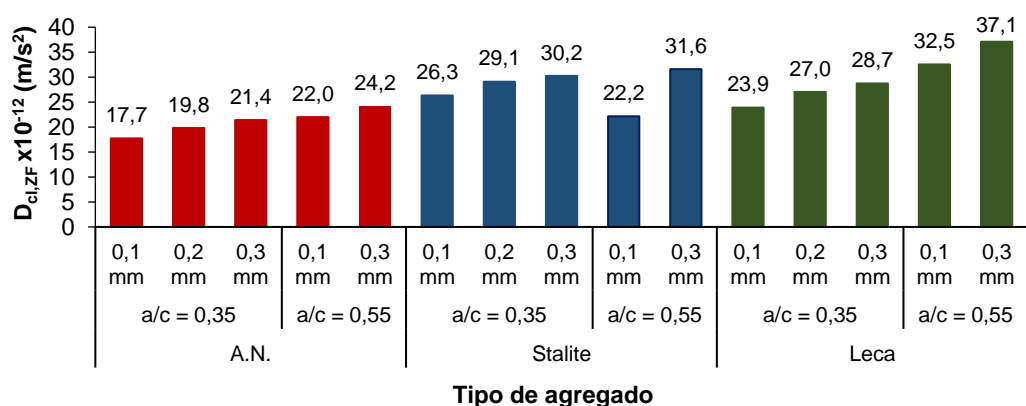


Figura 49: Coeficientes de difusão em zona fendilhada em função da relação a/c e abertura de fendas, para betões com fendas artificiais

Quadro 4.15: Coeficientes de difusão em zona corrente e zona fendilhada de betões com fendas naturais

Tipo de agregado	Relação a/c	Abertura de fenda (mm)	$D_{cl,ZC}$ $\times 10^{-12}(\text{m}^2/\text{s})$	CV (%)	$D_{cl,ZF}$ $\times 10^{-12}(\text{m}^2/\text{s})$	CV (%)	$D_{cl,ZF} / D_{cl,ZC}$
A.N.	0,35	0,05	9,8	3,5	21,4	3,9	2,2
		0,15	19,4	2,5	31,7	2,1	1,6
	0,55	0,05	18,8	0,7	26,9	1,9	1,4
Leca	0,35	0,05	9,7	9,4	26,4	4,1	2,7
	0,55	0,05	19,6	3,0	34,2	2,5	1,8

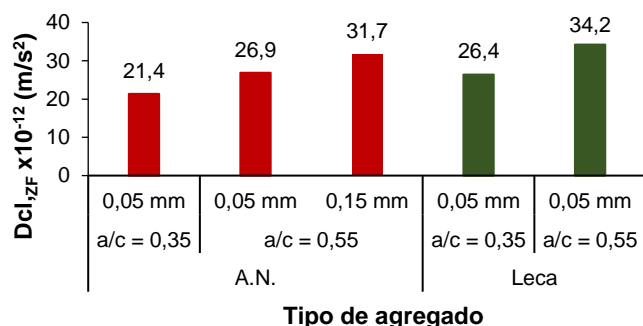


Figura 50: Coeficientes de difusão em zona fendilhada em função da relação a/c e abertura de fendas, para betões com fendas naturais

4.6.1 Difusão de cloretos em betão não fendilhado

Analisando os resultados referentes aos betões de referência não fendilhados é possível verificar que, de um modo geral, o coeficiente de difusão de cloretos não varia de forma significativa com o tipo de agregado, independentemente da relação a/c. Tendências semelhantes foram reportadas por outros autores (Bogas 2011, Cortês 2015, Real et al. 2017). Isso salienta a maior importância da qualidade da pasta face ao tipo de agregado na resistência à penetração de cloretos dos BEAL. Ainda assim, constata-se que os BEAL apresentam coeficientes de difusão ligeiramente superiores aos dos BAN, em especial nos betões com agregados mais porosos. Nos betões de relação a/c de 0,35, o aumento médio do coeficiente de difusão nos BEAL com Leca foi na ordem dos 9% face aos BAN, enquanto que para a relação a/c de 0,55 este aumento médio foi na ordem dos 10%. Por sua vez, nos BEAL com agregados leves menos porosos, esse aumento foi de apenas 3% e 6% para os betões com a/c de 0,35 e 0,55, respetivamente. Tal como avançado por Bogas et al.(2015) a participação dos agregados leves na difusão de cloretos tende a ser maior em betões com agregados leves mais porosos envolvidos por argamassas de menor compacidade.

Conforme ilustrado na Figura 51, os resultados obtidos no presente estudo, tanto no caso dos BAN como dos BEAL, seguem a mesma tendência do reportado por outros autores, destacando-se a maior importância assumida pela relação a/c na resistência à penetração de cloretos do betão.

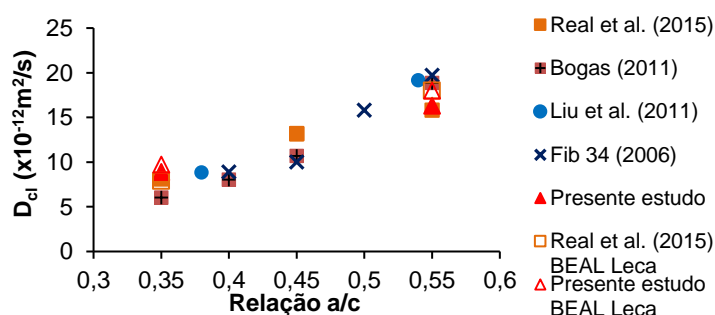


Figura 51: Coeficiente de difusão em função da relação a/c, em betões convencionais (BAN) e betões com agregados leves (BEAL) Leca

De facto, o ingresso de cloretos para o interior do betão depende não só do coeficiente de difusão do agregado, mas também do coeficiente de difusão da pasta e da zona de interface agregado-pasta. Tal como foi observado no mecanismo de carbonatação e de absorção capilar, a difusão de cloretos depende da qualidade da pasta e do grau de acessibilidade à porosidade dos agregados. Desse modo, é natural que para relações a/c mais elevadas a difusão nos BEAL se torne mais importante (Figura 52), uma vez que a acessibilidade do agregado aumenta na presença de pastas mais porosas. .

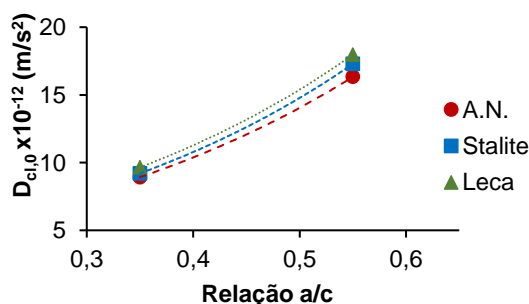


Figura 52: Coeficiente de difusão de cloretos nos BEAL versus relação a/c

De acordo com Bogas (2011), o desempenho semelhante apresentado entre o BAN e os BEAL pode estar relacionado com o fato de os agregados situados na região mais interna dos provetes não se encontrarem saturados. No interior do provete, existe a possibilidade de ocorrer auto dessecação, o que favorece a transferência de água dos agregados para a pasta. Este fenómeno leva a uma diminuição do teor em água nas partículas e a difusão através destas é dificultada. Apesar do ensaio acelerado de penetração de cloretos ser efetuado sobre provetes pré-saturados numa solução de hidróxido de cálcio, é natural que a zona mais interna dos provetes seja menos influenciada por este procedimento. Por outro lado, dado que os provetes foram previamente sujeitos a 21 dias de secagem após 7 dias de cura húmida (secção 3.4), criaram-se as condições suficientes para os agregados transferirem a água no seu interior para a pasta. Em condições reais, é natural que o teor em água seja mais elevado nos BEAL, uma vez que são menos suscetíveis a fenómenos de auto dessecação. Nestes casos, o processo de difusão pode assumir um papel mais relevante. De referir ainda que o facto de se terem realizado ensaios sobre provetes seccionados, onde as partículas de agregado leve junto da superfície dos provetes ficam em contato direto com a solução agressiva, contribui também para o ligeiro aumento do coeficiente de difusão de cloretos observado nos BEAL (Quadro 4.13).

De uma forma geral, foram obtidos coeficientes de variação para este ensaio inferiores a 10%, o que está de acordo com o sugerido na E463 (2004), e com o reportado por outros autores como Bogas (2011), Cortês (2015) e Real et al. (2015).

4.6.2 Difusão de cloretos em betão fendilhado

Como seria esperado, o coeficiente de difusão aumentou nos betões fendilhados, tanto nos provetes com fendas artificiais, como nos provetes com fendas naturais. Para estes dois tipos de provetes foram calculados os valores do coeficiente de difusão na zona corrente, $D_{cl,ZC}$, e na zona da fenda, $D_{cl,ZF}$. Em relação aos valores de $D_{cl,ZC}$ confirma-se que o comportamento dos betões fendilhados fora da zona da fenda foi semelhante ao dos betões de referência não fendilhados, apresentando coeficientes de difusão idênticos (Quadro 4.13 a 4.15). Confirma-se também que face aos betões de referência verificou-se a mesma tendência de variação de $D_{cl,ZC}$ com a relação a/c e tipo de agregado.

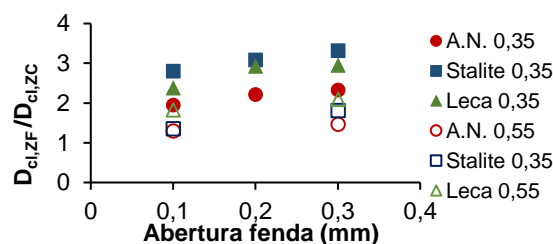


Figura 53: Relação entre o coeficiente de difusão na zona da fenda e em zona corrente, em provetes com fendas artificiais

Nos betões com fendas artificiais, ao contrário do que foi observado para os provetes de referência, o tipo de agregado parece possuir maior influência na difusão de cloretos (Figura 53). Este fenómeno torna-se mais evidente para a relação a/c de 0,35, onde é possível verificar um maior incremento da difusão de cloretos nos BEAL do que no BAN, quando comparando os resultados dos provetes fendilhados com os provetes de referência. Nos betões com a/c de 0,55, apesar de se verificar a mesma tendência, as diferenças observadas foram menos importantes. Conforme será discutido mais adiante,

estes ensaios podem ser fortemente condicionados pelo comprimento das fendas, que foi superior nos BEAL, em especial para os betões com a/c de 0,35 e agregado Stalite.

Na Figura 54 apresenta-se a relação entre o coeficiente de difusão de cloretos na zona da fenda e a abertura de fendas artificiais nos betões com relação a/c de 0,35. Em geral, confirma-se um crescimento praticamente linear do coeficiente de difusão com a abertura de fendas, para coeficientes de correlação superiores a 0,95. Tendo em conta os valores do coeficiente de difusão em zona corrente, conclui-se que o maior incremento de difusão ocorre entre 0 e 0,1 mm, tornando-se menos relevante para valores superiores de abertura de fendas. Entre 0,1 e 0,3 mm, ocorreu um aumento do coeficiente de difusão de, em média, apenas cerca de 10% por cada incremento de 0,1 mm na abertura de fendas. Conforme discutido no capítulo 3, o aumento da abertura de fendas acima de, pelo menos, 0,1 mm, tem um menor impacto na difusão, visto que a microestrutura já se encontra suficientemente “aberta” para que a difusão progrida sem grande constrangimento.

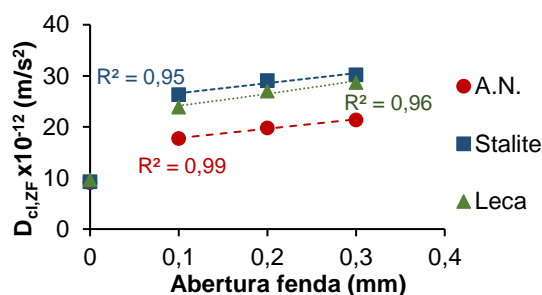


Figura 54: Relação entre o coeficiente de difusão de cloretos na zona da fenda e a abertura de fendas. Betões com a/c de 0,35 e fendas artificiais

Devido à dificuldade de execução das fendas artificiais, não foi possível garantir que estas apresentassem todas o mesmo valor de L_f nos vários provetes, conforme inicialmente desejado. Por exemplo, o facto do coeficiente de difusão dos BEAL ter sido mais afetado pela fendilhação pode estar relacionado apenas com o comprimento de fendas ter sido superior nestes betões (Quadro 4.14).

Assim, de modo a perceber melhor o efeito da abertura de fendas nos diferentes tipos de betões, foram também analisados apenas os casos em que os valores de L_f foram semelhantes. Desse modo, é possível uma melhor análise da influência do tipo de agregado. Por exemplo, nos betões com a/c de 0,55, verifica-se que para o caso de abertura de fendas de 0,1 mm, os provetes respeitantes aos diferentes tipos de agregado foram ensaiados com valores de L_f semelhantes, entre 10 e 11 mm. Neste caso, os BEAL com agregados menos porosos apresentaram desempenhos semelhantes aos betões convencionais, podendo-se concluir que o tipo de agregado teve pouca influência na forma como a fendilhação afetou a difusão de cloretos. Porém, nos BEAL de maior porosidade, o coeficiente de difusão na zona da fenda foi cerca de 47% superior face aos BAN, a que correspondeu um rácio $D_{cl,ZF}/D_{cl,ZC}$ 41% mais elevado (Quadro 4.14). Ou seja, ao contrário do observado em outras propriedades estudadas neste trabalho (absorção capilar, permeabilidade e carbonatação) o tipo de agregado leve parece aumentar o efeito da fendilhação nas propriedades de difusão do betão.

Comparando também os betões com a/c de 0,55 produzidos com Leca ou Stalite e para uma abertura de fendas de 0,3, verifica-se que apesar de L_f ser inclusivamente maior nos BEAL com Stalite,

os betões com Leca, face a estes betões, apresentaram um coeficiente de difusão na fenda cerca de 17% mais elevado e um rácio $D_{cl,ZF}/D_{cl,ZC}$ 15% superior (Quadro 4.14). Finalmente, é ainda possível constatar que nos betões com pastas de elevada compacidade (a/c de 0,35), os BEAL com Leca apresentam maior coeficiente de difusão para fendas de 0,2 mm de abertura do que os betões convencionais para fendas de maior comprimento e abertura de 0,3 mm. Assim, é possível concluir que a difusão de cloretos em betões pré-fendilhados foi afetada pelo tipo de agregado.

Em relação aos betões com fendas naturais de abertura média de cerca de 0,05 mm, à semelhança do verificado para as fendas artificiais, o tipo de agregado afetou a difusão de cloretos na zona da fenda (Figura 55). Este fenómeno foi ligeiramente mais importante nos betões de menor a/c, em que as fendas poderão ter aumentado de forma mais efetiva a acessibilidade aos agregados leves de maior porosidade e difusidade. No entanto, as diferenças foram pequenas, com o rácio $D_{cl,ZF}/D_{cl,ZC}$ a ser 22% e 25% superior ao dos BAN, para betões com a/c de 0,55 e 0,35, respetivamente (Quadro 4.15). Neste caso, a maior participação dos agregados leves em betões com fendas naturais está de acordo com o observado em 4.5 para o mecanismo de carbonatação, sendo atribuído ao facto de, ao contrário do sucedido nos provetes com fendas artificiais, os betões não serem beneficiados pelo efeito de parede que reduz a acessibilidade dos agregados leves nesta região. De facto, nas fendas naturais os agregados são seccionados e atravessados pelas fendas.

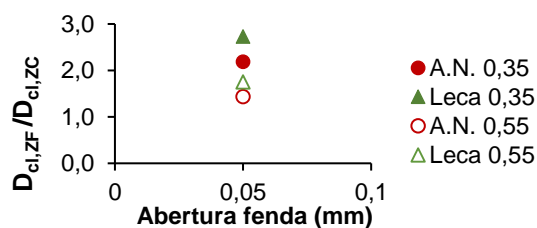


Figura 55: Relação entre difusão na zona da fenda e em zona corrente, nos betões com fendas naturais

Devido às dificuldades inerentes ao método de indução de fendas naturais não foi possível obter, para as diferentes composições, fendas naturais com aberturas comparáveis aos valores de abertura das fendas artificiais. No entanto, para a composição de BAN com relação a/c de 0,55 foi possível ensaiar um provete com abertura de fendas de 0,15 mm, que se enquadra dentro do realizado para as fendas artificiais (0,1 a 0,3 mm). Tal como seria esperado, comparando os betões convencionais com 0,05 mm e 0,15 mm de abertura de fendas, confirma-se o aumento do coeficiente de difusão com a abertura de fendas.

É possível verificar que uma fenda natural com uma abertura média de 0,15 mm apresenta um incremento de difusão na zona da fenda de cerca de 30%, quando comparada com uma fenda artificial com uma abertura duas vezes superior, 0,3 mm. No entanto, não é correto fazer este tipo de comparação, visto que os betões sujeitos a fendas naturais foram ensaiados para valores de L_f na ordem de 10 mm, e nos provetes sujeitos a fendas naturais a fissura prolonga-se em toda a espessura do provete (50 mm). Por outras palavras, o coeficiente de difusão determinado nos provetes com fendas naturais corresponde a um coeficiente de difusão através da fenda, enquanto nos betões com fendas artificiais, corresponde à conjugação em paralelo de um fenómeno de difusão através da fenda e através do betão intacto que se encontra no prolongamento da fenda.

5 Conclusões

5.1 Considerações finais

O presente trabalho teve como principal objetivo a avaliação da influência da fendilhação na durabilidade de BEAL e a relação entre o seu comportamento relativo face aos dos betões convencionais de igual composição. Por forma a tornar este estudo abrangente, foram consideradas composições com 2 relações a/c e dois tipos de agregados leves de porosidade bastante distinta. Desta forma foi possível analisar BEAL de várias classes de resistência e massa volúmica. Seguidamente, procede-se à apresentação das principais conclusões relativas à caracterização experimental dos betões estudados, nomeadamente no que se refere às propriedades de transporte (absorção capilar, permeabilidade ao oxigénio), resistência à carbonatação e resistência à penetração de cloretos. No final do capítulo são ainda apresentadas propostas de desenvolvimento futuro, com o propósito de aprofundar o conhecimento existente dos temas abordados.

5.2 Conclusão gerais

Os resultados referentes aos ensaios de compressão e massa volúmica permitem confirmar a abrangência do estudo realizado, tendo envolvido a produção e caracterização de betões de massa volúmica normal enquadrados na classe de resistência C40/50 e C55/67 e betões leves estruturais nas classes de resistência LC20/22 a LC55/60, e classes de massa volúmica D1,8 a D2,0. Em geral os vários betões foram produzidos com abaixamentos entre 10 e 15 cm, enquadrando-se na classe de abaixamento S3. Dependendo do tipo de agregado leve, verifica-se uma natural redução na resistência à compressão de 20 e 50% face aos BAN. Ainda assim, constata-se que os betões produzidos com agregados de menor porosidade (Stalite) foram capazes de conduzir a níveis de eficiência estrutural superiores aos dos BAN. No extremo oposto, os BEAL com agregados mais porosos (Leca) demonstram ser mais adequados para betões estruturais de baixa a moderada resistência.

Em relação à absorção capilar foi verificado que, apesar de esta ser essencialmente governada pela relação a/c, verifica-se que também é ligeiramente afetada pelo tipo de agregado. Ao contrário do observado por outros autores, o coeficiente de absorção foi maior nos BEAL do que nos BAN, independentemente do tipo de agregado. Estes resultados podem estar relacionados com a maior absorção inicial dos BEAL e o baixo teor de humidade com que foram ensaiados. A maior absorção final verificada nos BEAL está de acordo com o facto de estes apresentarem maior porosidade do que os BAN. Nos betões com agregados mais porosos (Leca), a participação do agregado teve tendência para ser ligeiramente mais relevante nos betões de menor compacidade. No entanto, pode-se considerar que a taxa de absorção capilar não foi significativamente afetada pelo tipo de agregado.

Como esperado, os betões sujeitos a fendilhação tendem a apresentar absorções e coeficientes de absorção superiores aos dos betões de referência não fendilhados. De modo a comparar betões com diferentes comprimentos de fenda, foi definido um coeficiente de influência de fenda (K_{IF}). Por análise deste coeficiente, verifica-se que quanto maior é a compacidade da pasta, maior é a influência

da fenda, sendo que esta influência tende a ser ligeiramente superior nos BAN do que nos BEAL. Assim, não se confirma um maior incremento de absorção por parte dos BEAL face aos BAN devido à presença de fendilhação artificial com abertura de 0,3 mm. Foi também determinado o coeficiente de absorção na zona da fenda, verificando-se que este tende a diminuir exponencialmente ao longo do tempo. Nos instantes iniciais, o coeficiente de absorção da zona da fenda foi cerca de duas a três ordens de grandeza superior ao da zona corrente, indiciando que aberturas de fendas de 0,3 mm oferecem pouca resistência à absorção capilar, independentemente do tipo de betão. Foi possível também concluir que, independentemente do tipo de betão e de agregado, a influência da fenda sobre a absorção de água tende a ser menos significativa para valores de h_{med}/L_f superiores a 2,0.

Através dos ensaios de permeabilidade ao oxigénio foi possível concluir que, a permeabilidade ao gás tende a aumentar com o aumento de porosidade dos agregados, em especial nos betões produzidos com pastas de menor compacidade, em que se permite uma maior acessibilidade e participação dos agregados leves, isoladamente distribuídos e envoltos pela matriz cimentícia. Foi também possível concluir que betões produzidos como agregados leves mais densos (Stalite), conduzem a valores de permeabilidade mais próximos dos obtidos nos betões convencionais, atingindo inclusivamente desempenhos equivalentes quando se encontram envoltos por pastas de elevada compacidade.

Confirma-se que os betões previamente sujeitos a pré-fendilhação apresentaram maior permeabilidade ao O_2 do que os betões de referência não fendilhados, independentemente do tipo de agregado e relação a/c . Em face da variabilidade existente neste ensaio, não é possível concluir sobre a influência da relação a/c no incremento de permeabilidade devido à introdução de fendilhação nos betões. Em pastas de reduzido a/c e elevada compacidade, o tipo de agregado leve teve pouca influência no impacto causado pelas fendas artificiais. Nas composições com a/c de 0,55 a permeabilidade ao O_2 foi mais afetada pela presença de fendilhação nos betões com agregados menos porosos. Conclui-se que a introdução de fendas artificiais nos BEAL teve um impacto na permeabilidade ao O_2 , pelo menos semelhante ao ocorrido nos BAN. Embora as diferenças sejam pequenas e dentro da ordem de grandeza da variabilidade do próprio ensaio, os resultados obtidos sugerem um menor impacto da fendilhação nos BEAL com agregados mais porosos, à semelhança do que foi constatado para a absorção capilar.

No que diz respeito aos ensaios de resistência à carbonatação, confirma-se que o coeficiente de carbonatação tende a aumentar com o aumento de porosidade dos agregados. A maior profundidade de carbonatação obtida nos BEAL justifica-se pela maior porosidade dos agregados leves, que facilitam a difusão de CO_2 para o interior do betão. Foi possível ainda concluir que, para argamassas de baixa compacidade (a/c 0,55), a participação do agregado torna-se rapidamente efetiva, fazendo com que as curvas de carbonatação dos BEAL comecem a divergir das do BAN logo nas primeiras idades de exposição.

Em relação aos betões com fendas artificiais, foi possível concluir que o coeficiente de carbonatação na zona da fenda ($K_{c,F}$) foi semelhante nos diferentes betões, independentemente do tipo

de agregado, sugerindo que as fendas artificiais, entre 0,1 e 0,3 mm, apresentam características de difusão idênticas nos diferentes tipos de betão. No entanto, visto que a carbonatação na zona corrente é menor nos BAN do que nos BEAL, o efeito da fendilhação tende a diminuir com o aumento da porosidade do agregado. Assim, conclui-se que o mesmo tipo de fendilhação tem um maior impacto na taxa de carbonatação dos BAN do que dos BEAL. Conforme seria de esperar, o coeficiente de carbonatação na zona das fendas, $K_{c,F}$, aumentou com a largura de fendas. O maior incremento fez-se sentir de 0 para 0,1 mm de abertura de fendas, sendo a partir desse valor até 0,3 mm um aumento proporcionalmente inferior. Confirma-se assim que para aberturas superiores a 0,1 mm a difusibilidade é adicionalmente pouco afetada pelas características da fenda. Verificou-se uma relação praticamente linear entre a abertura de fenda e $K_{c,F}$ e conclui-se que a carbonatação através da fenda pode ser considerada semelhante entre os diferentes betões, independentemente da abertura de fenda e tipo de agregado.

No caso dos betões com fendas naturais, apesar dos BEAL terem sido produzidos com uma abertura média de fendas ligeiramente inferior à dos BAN, o coeficiente de carbonatação na zona da fenda foi mais elevado. Este fato sugere uma maior participação dos agregados leves nas fendas naturais. Apesar de existirem ligeiras diferenças, pode-se concluir que o comportamento dos BAN não foi significativamente afetado pelo tipo de fenda induzido (natural ou artificial). Por outro lado, no caso dos BEAL, verificou-se uma maior influência das fendas naturais no aumento de difusão de CO_2 nos BEAL. De facto, os valores obtidos de $K_{c,ZF}$ para os BEAL com fendas naturais de 0,1 mm foram semelhantes aos valores de $K_{c,F}$ dos BEAL com fendas artificiais de 0,3 mm. Este aumento de $K_{c,ZF}$ em fendas naturais resulta do facto de estas atravessarem os agregados leves, facilitando a sua participação na difusão de CO_2 .

Foi efetuada uma estimativa grosseira da propagação da carbonatação em ambiente real, de modo a perceber o impacto da fendilhação nos diferentes tipos de betões analisados. Conclui-se que aberturas de fendas artificiais de 0,1 mm, conduzem a reduções no tempo de carbonatação de 56 a 82% (BAN), 54% a 80% (BEAL com Stalite) e 36% a 63% (BEAL com Leca), para situações em que o comprimento das fendas correspondeu a metade ou à totalidade da profundidade de carbonatação, respetivamente. Em relação a fendas naturais, foi observado que os betões sujeitos a fendilhação natural tendem a atingir iguais profundidades de carbonatação em menos tempo do que os betões com fendilhação artificial. No caso de comprimentos de fenda equivalentes a metade da profundidade da carbonatação, o tempo de carbonatação nos betões com fendas naturais foi cerca de 80% e 67% do obtido nos betões com fendas artificiais produzidos com agregados normais e agregados de Leca, respetivamente. Foi possível ainda concluir que, apesar da taxa de carbonatação aumentar naturalmente com a abertura de fendas, para variações entre 0,1 e 0,3 mm, não se verificaram diferenças significativas. Por outras palavras, a partir de um dado valor, o aumento adicional da abertura de fendas tem um impacto pouco significativo. Conclui-se assim que, para a gama de fendas analisadas neste trabalho, a carbonatação foi mais afetada pelo comprimento de fenda do que pela sua abertura.

Em relação à resistência à penetração de cloretos foi possível concluir que, em geral, o coeficiente de difusão de cloretos não varia de forma significativa com o tipo de agregado, independentemente da

relação a/c. Ainda assim, constata-se que os BEAL apresentam coeficientes de difusão ligeiramente superiores ao dos BAN, em especial nos betões com agregados mais porosos envolvidos por argamassas de menor compacidade.

Naturalmente, o coeficiente de difusão aumentou nos betões fendilhados, tanto nos betões com fendas artificiais, como nos betões com fendas naturais. Tal como verificado para a carbonatação, ocorreu um crescimento praticamente linear do coeficiente de difusão com a abertura de fendas, entre 0,1 a 0,3 mm. O maior incremento de difusão verificou-se novamente entre 0 e 0,1 mm, tornando-se menos relevante para valores superiores de abertura de fendas. Nos betões com fendas artificiais, ao contrário do que acontece com os betões de referência, o tipo de agregado parece ter maior influência na difusão de cloretos, sendo este fenómeno mais evidente para betões de elevada compacidade. Estes resultados foram afetados pelo maior comprimento de fendas verificado nos BEAL, em especial nos de menor a/c. Ainda assim, ao contrário do observado em outras propriedades estudadas neste trabalho, o tipo de agregado leve parece aumentar o efeito da fendilhação nas propriedades de difusão do betão. É necessária investigação adicional para confirmar esta tendência, visto que contraria os resultados obtidos nos restantes ensaios. Conforme confirmado nos ensaios de carbonatação, nos betões com fendas naturais os agregados leves tornaram-se mais acessíveis e a influência da fendilhação na difusão de cloretos foi mais evidente.

5.3 Propostas de desenvolvimento futuro

A realização e desenvolvimento da presente dissertação permitiram aprofundar o nível de conhecimento e informação acerca dos BEAL, nomeadamente no que se refere à influência da fendilhação na sua durabilidade. Porém, este estudo deve ser complementado com outros trabalhos de investigação, de modo a que se atinja um melhor conhecimento neste domínio. Assim, sugerem-se os seguintes temas de desenvolvimento futuro:

- Continuação do estudo realizado neste trabalho, mas tendo em consideração maiores tempos de exposição e maiores números de provetes, permitindo uma maior representatividade e interpretação dos resultados obtidos;
- Realização de estudos para aberturas de fendas artificiais inferiores a 0,1 mm, para as quais existe uma maior influência da fenda nas propriedades de transporte. Para tal, é necessário idealizar esquemas de ensaio que permitam induzir este tipo de fendas de reduzida dimensão;
- Procurar um melhor controlo e rigor na pré-fendilhação dos betões, de modo a garantir comprimentos de fendas semelhantes entre os diferentes tipos de betões a analisar.
- Análise da influência da fendilhação na durabilidade de betões associados a uma gama mais alargada de composições, tendo em conta a incorporação de adições (cinzas volantes, sílica de fumo) e outros tipos de agregados leves, de porosidade distinta;
- Abranger mais casos e maior número de provetes sujeitos a condições de fendilhação natural, e relacionar o seu comportamento com o dos betões em ambiente real;
- Análise da influência da fendilhação na durabilidade de betões expostos em ambiente real.

6 Referências

ACI201.1R, 2008. Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service. *American Concrete Institute*.

ACI201.2R, 2001. Guide to Durable Concrete. *American Concrete Institute*.

ACI22.4R-01, 1994. Control of Cracking in Concrete Structures. *American Concrete Institute*.

ACI365.1R, 2000. Service-Life Prediction - State-of-the-Art Report. *American Concrete Institute*.

Aldea, C. M., Song, W., Popovics, J. S. & Shah, S. P., 2000. Extent of healing of cracked normal strength concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 12(1), pp. 92-96.

Aldea, C.-M., Shah, S. P. & Karr, A., 1999. Effect of Cracking on Water and Chloride Permeability of Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 11(3), pp. 181-187.

Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M. & Castro, P., 2000. Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar. *Cement and Concrete Research*, 30(7), pp. 1047-1055.

Appleton, J. et al., 2013. *ESTRUTURAS DE BETÃO I, folhas de apoio às aulas*. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico.

Araújo, D., 2016. *Reparação de Fendas em Elementos Construtivos de Betão Armado, Reparação de Túnel em Betão Armado*. Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Audenaert, K., De Schutter, G. & Marsavina, L., 2008. Influence of cracks on the service life of concrete structures in a marine environment. *Key Engineering Materials*, Volume 399, pp. 153-160.

Backus, J., McPolin, D. & Holmes, N., 2012. *Monitoring the interaction of combined mechanisms in the deterioration of concrete*. Queen's University, Belfast, Cement and Concrete Science Conference.

Bandyopadhyay, A. K. & Swamy, R. N., 1975. Durability of steel embedded in structural lightweight concrete. *Materials and Structures*, 8(3), pp. 203-210, Referido por Ferreira (2015).

Bardhan-Roy, B. K., 1995. *Lightweight aggregate concrete in UK*. Sandefjord, Norway, International Symposium on structural lightweight aggregate Concrete, Editors: I. Holand et AL..

Barrientos, M. L., Morado, L. C., Tozzini, F. R. V. & Qualharini, E., 2001. *Análise das propriedades e comportamento do concreto leve*. Instituto Superior Técnico, Lisboa, Construção 2001, Congresso Nacional da Construção.

Bertolini, L. et al., 2004. *Corrosion of Steel in Concrete Prevention, Diagnosis, Repair*. 2º ed. s.l.:Wiley-VCH.

- Bilodeau, A., Chevrier, R., Malhotra, V. M. & Hoff, G. C., 1995. *Mechanical properties, durability and fire resistance of high-strength lightweight concrete*. Sandefjord, Norway, International Symposium on structural lightweight aggregate Concrete, Editors: I. Holand.
- Blagojević, A., 2016. *The Influence of Cracks on the Durability and Service Life of Reinforced Concrete Structures in relation to Chloride-Induced Corrosion*. Delft, Netherlands: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil. Technische Universiteit Delft, Faculty of Civil Engineering & Geosciences, Department of Structural Engineering, Concrete Structures.
- Bogas, J. A., 2011. *Caracterização de betões estruturais com agregados leves de argila expandida*. Lisboa: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Bogas, J. A., Ferrer, B., Pontes, J. & Real, S., 2017. Biphase Compressive Behavior of Structural Lightweight Concrete. *ACI Materials Journal*, 114(1), pp. 49-56.
- Bogas, J. A. & Gomes, T., 2014. Mechanical and Durability Behaviour of Structural Lightweight Concrete Produced with Volcanic Scoria. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(3), pp. 705-717.
- Bogas, J. A. & Gomes, A., 2015. Non-steady-state accelerated chloride penetration resistance of structural lightweight aggregate concrete. *Cement and Concrete Composites*, Volume 60, pp. 111-122.
- Bogas, J. A., Gomes, M. G. & Real, S., 2014. Capillary absorption of structural lightweight aggregate concrete. *Materials and Structures*, 48(9), pp. 2869-2883.
- Bogas, J. A. & Gomes, T., 2015. Mechanical and Durability Behaviour of Structural Lightweight Concrete Produced with Volcanic Scoria. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(3), pp. 705-717.
- Bogas, J. A., Real, S. & Ferrer, B., 2016. Biphase carbonation behaviour of structural lightweight aggregate concrete produced with different types of binder. *Cement and Concrete Composites*, Volume 71, pp. 110-121.
- Bone, S., Horsfall, D. & Heard, H., 1989. *Defects in Buildings (Department of Environment, Property Services Agency, Directorate of Building Development)*. 2^o ed. London: H.M.S.O.
- Bonshor, R. & Bonshor, L., 2001. *Cracking in buildings*. London: BRE.
- Brito, J. d. & Flores, I., 2005. *Diagnóstico, Patologia e Reabilitação de Construções em Betão Armado*. Folhas de apoio da Disciplina de Patologia e Reabilitação da Construção, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, IST: Lisboa.
- Browne, R., 1991. *Field investigations. Site & laboratory tests; maintenance, repair and rehabilitation of concrete structures – CEEC*, Lisbon: Referido por Cortês (2014).

CEB183, 1992. *Durable Concrete Structures- CEB Design Guide, printed edition*. ed. Bulletin d'information n°183: Lousanne: Comite Euro-internat. du béton (CEB).

CEB, 1992. *Durable Concrete Structures Design Guide*. 2º ed. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: Thomas Telford House.

CEB-FIP, 1977. *Lightweight Aggregate Concrete - CEB-FIP Manual of Design and Technology*. The Construction Press ed. England: Comite Euro-international du béton (CEB) and Fédération internationale de la précontrainte (FIP).

Chandra, S. & Berntsson, L., 2003. *Lightweight Aggregate Concrete: Science, Technology, and Applications*. USA: Noyes publications-William Andrew Publishing.

Chengfang, Y., Ditao, N. & Daming, L., 2012. Effect of Carbonation on Chloride Diffusion in Fly Ash Concrete. *Disaster Advances*, 5(4).

Chia, K. S. & Zhang, M. H., 2002. Water permeability and chloride penetrability of high strength lightweight aggregate concrete. *Cement and Concrete Research*, Volume 32, pp. 639-645.

Chun-ping, G., Guang, Y. & Wei, S., 2015. A review of the chloride transport properties of cracked concrete: experiments and simulations. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, pp. 81-92.

Clear, C. A., 1985. The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete. *Cement and Concrete Association, Technical Report*, Volume 559.

Clifton, J. R., 1993. Predicting the Service Life of Concrete. *ACI Materials Journal*, Volume 90, pp. 611-617.

ConcreteSociety, 1981. *A review of the international use of lightweight concrete in highway bridges*. K.D. Raithby, F.D. Lydon: Concrete society Technical report n° 20, referido por Bogas (2011).

ConcreteSociety, 1985. *Design and Cost Studies of Lightweight concrete highway bridges*. s.l.:Report of an investigation by the lightweight concrete committee, referido por Bogas (2011).

ConcreteSociety, 1992. *Non-structural cracks in concrete : report of a Concrete Society Working Party*. 3º ed. London: Concrete Society.

Cortês, J., 2015. *Resistência à penetração de cloretos de betões estruturais de agregados leves*. Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Costa, A., 1997. *Durabilidade de estruturas de betão armado em ambiente marítimo*. Lisboa: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico.

Costa, A. & Appleton, J., 1999. *Mecanismos de Deterioração das Estruturas de Betão Armado*. ed. IST: Departamento Engenharias Civil, Grupo de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

- Costa, H. & Júlio, E., 2008. Betões Estruturais de Agregados Leves. *Interfaces estruturais betão-betão*, pp. 11-14.
- Coutinho, A. d. S., 1974. *Fabrico e propriedades do betão*. Volume I: LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Coutinho, M. d. S., 1998. *Melhoria da Durabilidade dos Betões por Tratamento da Cofragem*. Porto, Portugal: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Djerbi, A., Bonnet, S., Khelidj, A. & Baroghel-bouny, V., 2008. Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete. *Cement and Concrete Research*, Volume 38, pp. 877-883.
- Djerbi, A., Bonnet, S., Khelidj, A. & Baroghel-Bouny, V., 2013. *Effect of microcracking on gas permeability and chloride diffusion of concrete*. s.l., VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS-8.
- Duracon, 2007. Effect of the marine environment on reinforced concrete durability in Iberoamerican countries: DURACON project/CYTED. *Corrosion Science*, 49(7), pp. 2832-2843.
- E463, 2004. *BETOES – Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário*. Lisboa: Especificação LNEC.
- E-C107, 2006. *Control of Cracking in Concrete: State of the Art*, CIRCULAR E-C107. 1º ed. Washington, DC: Transportation Research Board Of The National Academies, Basic Research and Emerging Technologies Related to Concrete Committee.
- Edvardson, C., 1999. Water permeability and autogenous healing of cracks in concrete. *ACI Materials Journal*, 96(4), pp. 448-455.
- Elsharief, A., Cohen, M. & Olek, J., 2005. Influence of lightweight aggregate on the microstructure and durability of mortar. *Cement and Concrete Research*, 35(7), pp. 1368-1376.
- EN13055-1, 2002. *Lightweight aggregates - Part1: Lightweight aggregates for concrete, mortar and grout*. English version ed. CEN: European Committee for standardization.
- EN1992-1-1, 2004. *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- EuroLightConR2, 1998. *LWAC Material Properties, State-of-the-Art*. EuRam III, BE96-3942/R2: European Union – Brite, referido por Bogas (2011).
- Ferreira, B., 2015. *Resistência à carbonatação de betões estruturais de agregados leves*. Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

fib 1, 1999. *Structural concrete-textbook on behavior, design and performance. Updated knowledge of the CEB/FIP model code 1990.* Volume 1: Introduction - Design Process – Materials. Manual textbook. ed. : Referido por Bogas (2011).

FIB 34, 2006. *Model Code for Service Life Design, fib Bulletin 34, Prepared by CEB/FIP Working Group 5.6 on Lightweight Aggregate Concrete.* Lausanne: Fédération Internationale du Béton.

Figueiras, J., 1997. *Estruturas de betão 2, verificação aos estados limites de utilização.* Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

FIP, 1983. *FIP manual of Lightweight aggregate concrete.* 2^o ed. Surrey University Press: Fédération internationale de la précontrainte (FIP), referido por Bogas (2011).

Francois, R. & Arliguie, G., 1999. Effect of microcracking and cracking on the development of corrosion in reinforced concrete members. *Magazine of Concrete Research*, 51(2), pp. 143-150.

Francois, R., Castel, A., Vidal, T. & Dang, V. H., 2006. Long term corrosion behaviour of reinforced concrete structures in chloride environment. *Journal de Physique IV France*, Volume 136, pp. 285-293.

G. Richardson, M., 2002. Fundamentals of Durable Reinforced Concrete. *Modern Concrete Technology 11*, Spon Press.

Gameiro, P., 2015. *Permeabilidade ao oxigénio de betões estruturais de agregados leves produzidos com diferentes tipos materiais cimentícios.* Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Garboczi, E. J., 1995. Microstructure and transport properties of concrete. *In Rilem Report 12 – Performance Criteria for Concrete Durability, de Edited by J. Kropp and H. K. Hilsdorf*, State of the art report by rilem technical committee TC 116-PCD. Performance of concrete as a criterion of its durability(E&FN Spon), pp. 198-212.

Gaspar, P. L., Flores-Colen, I. & de Brito, J., 2007. *Técnicas de diagnóstico e classificação de fissuração em fachadas rebocadas.* Lisboa, IST.

Gérard, B. & Marchand, J., 2000. Influence of cracking on the diffusion properties of cement-based materials, Part I: Influence of continuous cracks on the steady-state regime. *Cement and Concrete Research*, Volume 30, pp. 37-43.

Ghantous, R. et al., 2017. Effect of crack openings on carbonation-induced corrosion. *Cement and Concrete Research*, Volume 95, pp. 257-269.

Gjorv, O., 1996. *Performance and serviceability of concrete structures in the marine environment.* Symposium on Concrete for Marine tructures, CANMET/ACI. Ed. by P.K. Mehta., p 259-279. Referido por Bogas & Gomes (2015).

Gjorv, O. E., 1995. Effect of condensed silica fume on steel corrosion in concrete. *ACI materials Journal*, 92(60), pp. 591-598.

Gjorv, O. E., Tan, K. & Zhang, M. H., 1994. Diffusivity of chlorides from seawater into high-strength lightweight concrete. *ACI materials journal*, 91(5), pp. 447-452.

Grasley, Z., Lange, D., D'Ambrosia, M. & Villalobos-Chapa, S., 2006. Relative Humidity in Concrete. *Concrete International*, 28(10), pp. 51-57.

Grimer, F. J., 1967. Durability of steel embedded in lightweight concrete. *Concrete*, 1(4), pp. 125-131.

Gu, C. P., Ye, G. & Sun, W., 2015. A review of the chloride transport properties of cracked concrete: experiments and simulations. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 16(2), pp. 81-92.

Halamickova, P., Detwiler, R. J., Bentz, D. P. & Garboczi, . E. J., 1995. Water permeability and chloride ion diffusion in portland cement mortars: Relationship to sand content and critical pore diameter. *Cement and Concrete Research*, Volume 25, pp. 790-802.

Hammer, T. A., 1995. *The influence of lightweight aggregates properties on material properties of the concrete*. Sandefjord, Norway , International Symposium on structural lightweight aggregate Concrete, Editors: I. Holand et al, Referido por Bogas (2011).

Hammer, T. A. & Hansen, E. A., 2000. *Water permeability of LWAC*. Kristiansand, Norway, Second International Symposium on structural lightweight aggregate concrete.

Hansen, E. & Nielsen, L., 1997. *Durability of Cracked Fiber Reinforced Concrete Structures*. Goteborg, Sweden, Symposium on Advanced Design of Concrete Structures.

Hearn, N., 1999. Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete. *ACI Material Journal*, Volume March-April, pp. 234-240.

Holm, T. A. & Bremner, T. W., 2000. *State-of-the-art report on high-strength, high-durability structural low-density concrete for applications in severe marine environments*. ERDC/SL TR-00-3 ed. Structural Laboratory: Us Army corps of engineers.Referido por Gameiro (2015).

Holm, T. A., Bremner, T. W. & Vaysburd, A., 1988. Lightweight aggregate concrete subject to severe weathering. *Concrete International*, 6(6), pp. 49-54.

Hussain, . S. E., Rasheeduzzafar, Al-Musallam, A. & Al-Gahtani, A. S., 1995. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. *Cement and Concrete Research*, Volume 25, pp. 1543-1555.

Ihekwha, N. M., Hope, B. B. & Hansson, C. M., 1996. Carbonation and Electrochemical Chloride Extraction from Concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(7), pp. 1095-1107.

Ismail, M., Toumi, A., François, R. & Gagné, R., 2004. Effect of crack opening on the local diffusion of chloride in inert materials. *Cement and Concrete Research*, 34(4), pp. 711-716.

Ismail, M., Toumi, A., François, R. & Gagné, R., 2008. Effect of crack opening on the local diffusion of chloride in cracked mortar samples. *Cement and Concrete Research*, 38(8-9), pp. 1106-1111.

Jacobsen, S., Marchand, J. & Boisvert, L., 1996 . Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(6), pp. 869-881.

Jacobsen, S., Marchand, J. & Gerard, B., 1998. *Concrete Cracks I: Durability and Self Healing - A Review*. Tromso, Norway, Proceedings of the Second International Conférence on Concrete under Severe Conditions. Referido por (Rodriguez 2001).

Jacobsen, S. & Sellevold, . E. J., 1996. Self healing of high strength concrete after deterioration by freeze/thaw. *Cement and Concrete Research*, 26(1), pp. 55-62.

Jang, S. Y., Kim, B. S. & Oh, B. H., 2011. Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests. *Cement and Concrete*, Volume 41, pp. 9-19.

Jin, W., Yan, Y. & Wang, H., 2010. Chloride diffusion in the cracked concrete. *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures - Assessment, Durability, Monitoring and Retrofitting of Concrete Structures*.

Jung, S., Choi, Y. & Lee, B., 2007. *Influence of carbonation on the chloride diffusion in concrete*. Seoul, Korea, International Conference on Sustainable Building.

Kayali, O. & Zhu, B., 2005. Chloride induced reinforcement corrosion in lightweight aggregate high-strength fly ash concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 19, pp. 327-336.

Kameche, Z., Ghomari, F., Choinska, M. & Khelidj, A., 2014. Assessment of liquid water and gas permeabilities of partially saturated ordinary concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 65, pp. 551-565.

Kropp, J. & Hilsdorf, H., 1995. *Performance Criteria for Concrete Durability, State of the Art Report prepared by RILEM Technical Committee TC 116-PCD, Performance of Concrete as a Criterion of its Durability*. RILEM REPORT 12 ed. : E & FN SPON.

Lagerblad, B., 2005. *Carbon Dioxide Uptake During Concrete Life Cycle: State of the Art*. 1 ed. Suécia: Swedish Cement and Concrete Research Institute.

Lameiras, R., A.O. Barros, J. & Azenha , M., 2015. Influence of casting condition on the anisotropy of the fracture properties of steel fibre reinforced self-compacting concrete (SFRSCC). *Cement and Concrete Composites*, Volume 59, pp. 60-76.

Langton, C. A., 2012. *Transport Through Cracked Concrete: Literature Review*. USA: Savannah River National Laboratory.

- Leonardt, F., 1977. *Crack Control in Concrete Structures*. Referido por Langton (2012): IABSE.
- Liang, M., Qu, W. & Liao, Y., 2000. study of carbonation in concrete structures at existing cracks. *Journal Chinese Institute of Engineer*, 23(2), pp. 143-153.
- Liou, W., Yongqing, P. & Parker, P., 2009. Analytical modeling of capillary flow in tubes of nonuniform cross section. *Journal of Colloid and Interface Science*, Volume 333, pp. 389-399.
- Liu, X., Chia, K. S. & Zhang, M., 2010. Water absorption, permeability and resistance to chloride-ion penetration of lightweight aggregate concrete. *Construction and buildings materials*, Volume 25, pp. 335-343.
- Li, Y., Chen, X., Jin, L. & Zhang, R., 2016. Experimental and numerical study on chloride transmission in cracked concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 127, pp. 425-435.
- Lydon, F., 1995. Effect of coarse aggregate and water/cement ratio on intrinsic permeability of concrete subject to drying. *Cement and Concrete Research*, 25(8), pp. 1737-1746.
- Maes, M., Snoeck, D. & De Belie, N., 2016. Chloride penetration in cracked mortar and the influence of autogenous crack healing. *Construction and Building Materials*, Volume 115, pp. 114-124.
- Magnat, P. & Gurusamy, K., 1987. Permissible crack widths in steel fibre reinforced marine concrete. *Materials and Structures*, 20(5), pp. 338-347.
- Malheiro, R., Camacho, G., Camões, A. & Meira, G., 2016. Durabilidade do Betão à Ação Combinada da Carbonatação e dos iões cloretos. *Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL*, FCTUC(BE2016).
- Marques, P. F., Chastre, C. & Nunes, Â., 2013. Carbonation service life modelling of RC structures for concrete with Portland and blended cements. *Cement & Concrete Composites*, Volume 37, pp. 171-184.
- Marsavina, L. et al., 2009. Experimental and numerical determination of the chloride penetration in cracked concrete. *Construction and Building Materials*, pp. 264-274.
- Martys, N. S. & Ferraris, C. F., 1997. Capillary transport in mortars and concrete. *Cement and Concrete Research*, Volume 27, pp. 747-760.
- Mays, G. & Barnes, R., 1991. The performance of lightweight aggregate concrete structures in service. *The structural engineer*, 69(20), pp. 351-360.
- Mehta, P. K. & Monteiro, P. J. M., 2006. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. 3ª ed. s.l.:McGraw-Hill.
- Mendes Silva, J., 1998. *Fissuração das alvenarias - Estudo do comportamento das alvenarias sob ações térmicas*. Coimbra, Portugal: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil, especialidade de Construções. Universidade de Coimbra.

- Meyer, A., Wierig, H. J. & Husman, K., 1967. *Karbonatisierung von Schwerbeton, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*. Berlin: Heft, referido por Kropp et al. (1995).
- Mindess, S., Young, J. F. & Darwin, D., 2003. *Concrete*. 2^o ed. s.l.:Prentice Hall.
- NEN6720, 1995. *Regulations for concrete - Structural requirements and calculation methods*. Delft, Netherlands: TGB Betonconstructies.
- Neves, R., 2011. *A permeabilidade ao ar e a carbonatação do betão nas estruturas*. Lisboa: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Neves, R., Branco, F. & De Brito, J., 2010. *Avaliação da influência da largura das fissuras na evolução da frente de carbonatação*. Lisboa, BE2010 – Encontro Nacional Betão Estrutural, 10, 11 e 12 de Novembro de 2010.
- Neville, A., 1995. Chloride attack of reinforced concrete: an overview. *Materials and Structures*, Volume 28, pp. 63-70.
- Neville, A. M., 2002. *Properties of concrete*. 4^o and Final ed. s.l.:Pearson Prentice Hall.
- Newman, J. B., 1993. *Properties of structural lightweight aggregate concrete..* Structural Lightweight Aggregate Concrete, by J.L.Clarke ed. s.l.:Chapman & Hall.
- Nilsson, L. et al., 1996. *HETEK-Chloride penetration into concrete, State-of-the-Art. Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models*. 1^o ed. s.l.:Road Directorate.
- NPEN206-1, 2005. *Betão. Part 1-Especificação, performance, produção e conformidade*. ed. European Committee for standardization, CEN/TC 104-Concrete: Versão portuguesa da EN 206-1:2000+A1:2004, Instituto português da Qualidade.
- Nunes, F. & Helene, P., 1998. *Influência da dosagem na carbonatação dos concretos*. Departamento de engenharia de construção civil ed. São paulo, Brasil: Boletim técnico da escola politécnica da USP.
- Ohuchi, T. et al., 1984. *Some long-term observation results of artificial light-weight aggregate concrete for structural use in Japan*. Budapest, Proceedings of the International Symposium on Long-term Observation of Concrete Structures, Volume 2, Referido por Bogas(2011).
- Olivier, J., Massat, M. & Parrot, L., 1995. Parameters influencing transport characteristics. *In Rilem Report 12 – Performance Criteria for Concrete Durability, de Edited by Kropp and Hilsdorf*, State of the art report by rilem technical committee TC 116-PCD(Perform. of concrete as a criterion of its durability. E&FN Spon), pp. 33-96.
- Park, S.-S., Kwon, S.-J. & Jung, S. H., 2012. Analysis technique for chloride penetration in cracked concrete using equivalent diffusion and permeation. *Construction and Building Materials*, Volume 29, pp. 183-192.

- Picandet, V., Khelidj, A. & Bellegou, H., 2009. Crack effects on gas and water permeability of concretes. *Cement and Concrete Research*, Volume 39, pp. 537-547.
- Poulsen, E. & Mejlbro, L., 2006. *Diffusion of chloride in concrete-theory and application*. Modern concrete technology 14 ed. London and New York:: Taylor & Francis.
- Powers, T. C., Copeland, L. E., Hayes, J. C. & Mann, H. M., 1954. Permeability of portland cement. *Journal of the American concrete institute*, Volume 51, pp. 285-298.
- Punkki, J. & Gjør, O., 1995. *Effect of aggregate absorption on properties of high-strength lightweight concrete*. Sandefjord, Norway, International Symposium on structural lightweight aggregate Concrete, Editors: I. Holand et al, Referido por Bogas (2011).
- Qi, C., 2003. *Quantitative Assessment of Plastic Shrinkage Cracking and Its Impact on the Corrosion of Steel Reinforcement*. Ph.D. Dissertation ed. West Lafayette: Purdue University.
- Quoc Vu, H. & Stitmannathum, B., 2009. *Model for chloride ingress into reinforced concrete structures under load and marine environment*. Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Pillar of the Kingdom.
- Real, S. & Bogas, J. A., 2017. Oxygen permeability of structural lightweight aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 137, pp. 21-34.
- Real, S., Bogas, J. A. & Ferrer, B., 2017. Service life of reinforced structural lightweight aggregate concrete under chloride-induced corrosion. *Materials and Structures*, 50(101).
- Real, S., Bogas, J. A. & Pontes, J., 2015. Chloride migration in structural lightweight aggregate concrete produced with different binders. *Construction and Building Materials*, Volume 98, pp. 425-436.
- Reinhardt, H. W. et al., 2013. *Recovery against Environmental Action. In Self-Healing Phenomena in Cement-Based Materials*. Netherlands: Springer, Referido por Sosdean (2015).
- Reinhardt, H. W. & Jooss, M., 2003. Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width. *Cement and Concrete Research*, 33(7), pp. 981-985.
- Richardson, M. G., 2002. *Fundamentals of Durable Reinforced Concrete*. 1^o ed. London: Spon Press.
- RILEM, 1994. Damage Classification of Concrete Structures, Draft Recommendation. *Materials and Structures*, 27(170), pp. 362-369.
- RilemReport14, 1996. *Durability Design of Concrete Structures*. Edited by A.Sarja and E. Vesikari ed. s.l.:Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. Referido por Bogas (2011).
- RilemTC-122-MLC, 1996. MICRO-CRACKING AND LIFETIME PERFORMANCE OF CONCRETE: State of the art report on micro-cracking and lifetime of concrete – Part 1. *Materials and Structures*, Volume 29, pp. 3-8.

Rodriguez, O., 2001. *Influence of cracks on chloride ingress into concrete*. Toronto, Canada: Dissertação de mestrado na Universidade de Toronto, Departamento de Engenharia Civil.

Rodriguez, O. & Hooton, R. D., 2003. Influence of Cracks on Chloride Ingress into Concrete. *ACI Materials Journal*, 100(2), pp. 120-126.

Şahmaran, M., Keskin, S. B., Ozerkan, G. & Yaman, I. O., 2008. Self-healing of mechanically-loaded self-consolidating concretes with high volumes of fly ash. *Cement and Concrete Composites*, 30(10), pp. 872-879.

Şahmaran, M. & Li, V. C., 2009. Influence of microcracking on water absorption and sorptivity of ECC. *Materials and Structures*, 42(5), pp. 593-603.

Sakurai, H. et al., 1991. *Durability of lightweight concrete and mortar exposed under some environment*. s.l.:Kitami Institute of Technology Repository, referido por Cortês (2014).

Salta, M., 1996. *Introdução á corrosão do aço no betão, Modelos de comportamneto às ações agressivas*. Seminário: Prevenção da corrosão em estruturas de betão armado ed. Lisboa, Portugal: LNEC.

Santos, A., 2016. *Estudo da metodologia de verificação indireta de abertura de fendas*. Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Schiessl, P. & Raupach, M., 1997. Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete. *ACI Materials Journal*, 94(1), pp. 56-61.

Schröfl, C. et al., 2015. Transport of water through strain-hardening cement-based composite (SHCC) applied on top of cracked reinforced concrete slabs with and without hydrophobization of cracks – Investigation by neutron radiography. *Construction and Building Materials*, Volume 76, pp. 70-86.

Schutter, G. D., 1999. Quantification of the influence of cracks in concrete structures on carbonation and chloride penetration. *Magazine of Concrete Research*, Volume No.6, pp. 427-435.

Serrano, E., Santos, J. & Cristão, F., 2005. *Inspecção preliminar de anomalias em estruturas de betão*. *Central Termoeléctrica de Setúbal*. ed. Escola Superior de Tecnologia do Barreiro: ESTBarreiro/IPS.

Shulze, W. & Gunzler, J., 1968. *Corrosion protection of the reinforcement in lightweight concrete*. *Proceedings of the first international congress on lightweight concrete, ICLC*. London, Concrete Society, 27-29 May, Volume 1, pp 111-122.

Silva Duarte, P., 2011. *Estudo experimental do efeito da reparação de fendas no comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de CFRP*. Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Silva, A., Gregório, M., Germano, C. & Fernadnes, C., 2005. *Relatório de inspeção: Complexo Industrial do Barreiro, Ponte-Cais nº5*. Escola Superior de Tecnologia do Barreiro: ESTBarreiro/IPS.

Silva, P. R., 2013. *Avaliação da durabilidade de betões autocompactáveis (BAC)*. Lisboa: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia civil. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Simas, M., 2007. *Sistemas de protecção do betão face à carbonatação*. Lisboa: Dissertação de mestrado na Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Smeplass, S., 2000. *Drying of LWAC*. Kristiansand, Norway, Second Internat. Symp. on structural lightweight aggregate concrete, Editors: S. Helland et al, Referido por Bogas (2011).

Sosdean, C., 2015. *Experimental and numerical investigations of the influence of cracks on mass diffusion in mortar and concrete*. Universitatea Politehnica Timisoara, Universiteit Gent: Tese para obtenção do Grau de Doutor em engenharia.

Sugiyama, T., Bremner, T. W. & Tsuji, Y., 1996. Determination of chloride diffusion coefficient and gas permeability of concrete and their relationship. *Cement and Concrete Research*, 26(5), pp. 781-790.

Sullivan-Green, L., 2005. *Effect of crack width on carbonation: Implications for crack-dating*. Thesis for the Degree of masters of science, field of Civil Engineering, Referido por Neves et al .(2010) ed. Evanston, Illinois: NORTHWESTERN UNIVERSITY.

Sullivan-Green, L., Hime, W. & Dowding, C., 2007. Accelerated protocol for measurement of carbonation through a crack surface. *Cement and Concrete Research*, Volume 37, pp. 916-923.

Swamy, R. N. & Jiang, E. D., 1992. Pore structure and carbonation of lightweight concrete after 10 years exposure. *Structural Lightweight aggregate concrete performance*, ACI SP-136(Editors Thomas A.Holm and Alexander M. Vaysburd), pp. 377-396.

Talukdar, S., Banthia , N. & Grace, J. R., 2012. *The effects of structural cracking on carbonation progress in reinforced concrete : Is climate change a concern?*. Queen's University, Belfast, 3rd International Conference on the Durability of Concrete Structures, 17-19 September 2012.

Vaysburd, A. M., 1992. Durability of lightweight concrete and its connections with the composition of concrete, design and construction methods. *Structural Lightweight aggregate concrete performance*, ACI SP-136, Volume Edited by Thomas A.Holm and Alexander M. Vaysburd, pp. 295-318.

Vaysburd, A. M., 1996. Durability of Lightweight Concrete Bridge In Severe Environments.. *Concrete International*, 18(7), pp. 33-38.

Veselý, V., Konecný, P. & Lehner, P., 2015. Influence of crack propagation on electrical resistivity and ultrasonic characteristics of normal concrete assessed by sequential TPB fracture test. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, Volume 80, pp. 2-13.

Vieira, M. G., 2003. *Betões de elevado desempenho com agregados leves. Durabilidade e microestrutura*. Lisboa: Tese de mestrado LNEC.

- Wang, H.-L., Dai, J.-G., Sun, X.-Y. & Zhang, X.-L., 2016. Characteristics of concrete cracks and their influence on chloride penetration. *Construction and Building Materials*, Volume 107, pp. 216-225.
- Wang, K., C. Jansen, D. & P. Shah, S., 1997. Permeability study of cracked concrete. *Cement and Concrete Research*, Volume 27, pp. 381-393.
- Yang, C. C., 2006. On the relationship between pore structure and chloride diffusivity from accelerated chloride migration test in cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, Volume 36, pp. 1304-1311.
- Yang, Z., Weiss, W. J. & Olek, J., 2006. Water transport in concrete damaged by tensile loading and freeze-thaw cycling. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(3), pp. 424-434.
- Yang, Z., Weiss, W. J. & Olek, J., 2007. *Water absorption in partially saturated fractured concrete*. Ghent, Belgium, Workshop on Transport Mechanisms in Cracked Concrete, RILEM Week.
- Yoon , I. S. & Schlangen, E., 2010. Long/short term experimental study on chloride penetration in cracked concrete. *Key Engineering Materials*, Volume 417-418, pp. 765-768.
- Yoon, I. S., 2007. Deterioration of concrete due to combined reaction of carbonation and chloride penetration: experimental study. *Key Engineering Materials*, Volume 348, pp. 729-732.
- Zhang, P., Wittmann, F. H., Zhao, T. & Lehmann, E. H., 2010. Neutron imaging of water penetration into cracked steel reinforced concrete. *Physica B: Condensed Matter*, 405(7), pp. 1866-1871.
- Zhang, S., Zong, L., Dong, L. & Zhang, W., 2011. Influence of Cracking on Carbonation of Cement-based Materials. *Advanced Materials Research*, Volume 261-263, pp. 84-88.

Anexos

Anexo A (Ficha técnica Cimento Portland)

CEM I 42,5R

Cimento Portland



Locais de Produção

Fábrica Secil-Outão
Fábrica Maceira-Liz

Embalagem

Granel
Sacos de 40kg

Certificação

Cimento certificado segundo a NPEN 197-1.
Certificados de Conformidade 0856-CPD-0118 e 0856-CPD-0124.

Composição do Produto (Núcleo Cimento)

95% a 100% Clínquer Portland
0% a 5% Outros Constituintes

Principais Aplicações

O Cimento Portland CEM I 42,5R é um produto de elevada qualidade e performance muito utilizado em obras de engenharia civil e na fabricação de betões de elevada a muito elevada resistência. É também particularmente adaptado aos trabalhos onde se exige uma resistência muito elevada aos primeiros dias após aplicação.

As principais aplicações deste cimento são:

- betão pronto ou fabricado em obra de elevada e muito elevada resistência inicial ou final;
- betões leves de elevada resistência;
- betão com aplicação de pré-esforço a idades jovens;
- betão aplicado em tempo frio;
- prefabricação ligeira preestreada e pesada com alta rotatividade de moldes e pistas;
- caldas de selagem e injeção.

Principais Características

Cimento de cor cinzenta, com elevado calor de hidratação.

Desenvolvimento rápido de resistências (resistência inicial elevada).

Resistências finais dentro dos valores da classe indicada (resistências aos 28 dias).

Advertências Específicas

O correcto desenvolvimento de resistências é muito sensível ao processo de cura.

- devem tomar-se cuidados para evitar a dissecação de todas as peças betonadas;
- devem evitar-se betonagens em tempo muito quente.

Este cimento permite a fabricação de betões de elevado desempenho mecânico, recomendando-se o estudo prévio de composições para obter a melhor performance.

A utilização deste cimento é compatível com a introdução de adições de hidraulicidade latente e é usual a utilização de adjuvantes para melhoria da trabalhabilidade com eventual redução da relação água/cimento.

Informação de Segurança

O manuseamento do cimento em pó pode causar irritação dos olhos e vias respiratórias. Quando misturado com água pode ainda causar sensibilização da pele. Aconselha-se o uso de máscara anti-poeiras para protecção respiratória, luvas de protecção das mãos, óculos de protecção dos olhos e fato de trabalho para protecção da pele.

Para informação detalhada consulte a Ficha de Dados de Segurança deste produto.

Última actualização

Setembro 2004 - Versão 3

pag. 1 | 2

Características Químicas

Propriedades	Método de Ensaio	Valor Especificado (1)
Perda ao Fogo	NP EN 196-2	≤ 5,0%
Resíduo Insolúvel	NP EN 196-2	≤ 5,0%
Teor de Sulfatos (em SO ₃)	NP EN 196-2	≤ 4,0%
Teor de Cloretos	NP EN 196-21	≤ 0,10%

(1) As percentagens são referidas à massa de cimento.

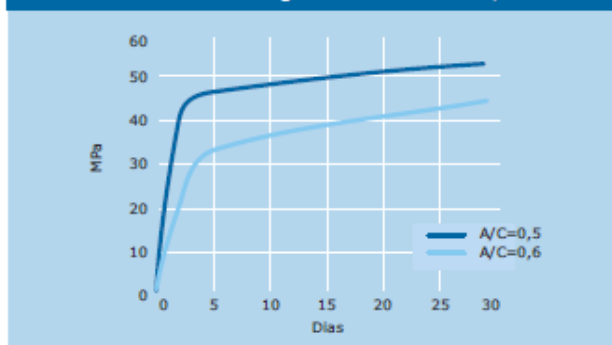
Características Mecânicas

Resistência à Compressão (MPa)		
Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência NP EN 196-1
2 dias	7 dias	
≥ 20	-	
		28 dias
		≥ 42,5 e ≤ 62,5

Características Físicas

Propriedades	Método de Ensaio	Valor Especificado
Princípio de Presa	NP EN 196-3	≥ 60 min
Expansibilidade	NP EN 196-3	≤ 10 mm

Valores médios indicativos da resistência à compressão de betão fabricado com 350 Kg/m³ de cimento CEM I 42,5R



Autoestrada A2,
Ponte de Alcácer do Sal



Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A.

Direção Comercial
Av. das Forças Armadas, 125 6º
1600-079 LISBOA
Tel. 217 927 100 . Fax. 217 936 200

Vendas Norte
Tel. 226 078 410 . Fax. 226 078 411

Vendas Centro
Tel. 244 779 500 . Fax. 244 777 455

Vendas Sul
Tel. 212 198 280 . Fax. 212 198 229

Cimento Branco
Tel. 244 587 700 . Fax. 244 589 652

Departamento Técnico-Comercial
Tel. 212 198 280 . Fax. 212 198 229

E-mail - comercial@secil.pt
Site - www.secil.pt

Anexo B (Ficha técnica superplastificante)



The Chemical Company

MasterGlenium SKY 548

Antes: GLENIUM SKY 548

Superplastificante de éter policarboxílico para produção de betão de elevada performance com especial relevância sobre as resistências iniciais.

DESCRIÇÃO

MasterGlenium SKY 548 é um superplastificante inovador de última geração, à base de polímeros de éter policarboxílico (PCE). A configuração especial das suas moléculas permite uma eficaz hidratação do cimento. A adsorção da molécula às partículas de cimento, combinada com um eficaz efeito de dispersão, expõe uma maior superfície dos grânulos de cimento para reagirem com a água. Como resultado deste efeito, é possível obter um processo de hidratação mais eficaz e consequentemente melhor comportamento nas resistências iniciais.

A estrutura do polímero do MasterGlenium SKY 548 foi especialmente desenvolvida para melhorar a reologia do betão para aplicações em pré ou pós-esforço, revestimento definitivo de túneis, ou em qualquer processo que se pretenda uma descofragem relativamente rápida, obtendo betões de elevada fluidez e baixa viscosidade mesmo a baixas relações a/c sem risco de pegajosidade. Robustez é o distinto benefício do betão produzido com MasterGlenium SKY 548. MasterGlenium SKY 548 é livre de cloratos, reúne os requisitos NP EN-934-2 e é compatível com todos os tipos de cimento.

RENDIMENTO / DOSAGEM

A dosagem normalmente recomendada situa-se entre 0,5 e 1,5 litros por 100 Kg de ligante e outros materiais (finos ou fillers) inferiores a 0,125 mm utilizados para produção de betão rheodinâmico. Outras dosagens podem ser utilizadas em situações especiais de acordo com as condições específicas de cada obra. Nestes casos consultar o nosso Departamento Técnico.

EMBALAGEM E ARMAZENAMENTO

MasterGlenium SKY 548 é fornecido em depósitos de 1000 kg e a granel. Armazenar em local a temperaturas não inferiores a 5° C. Se congelar, o produto deverá ser aquecido até pelo menos 30° C, e misturado adequadamente.

CAMPOS DE APLICAÇÃO

MasterGlenium SKY 548 pode ser utilizado em combinação com adjuvantes MasterCast 820 MA ou MasterCast, produzindo betão

rheodinâmico, auto-compactável, mesmo na presença de grande densidade de amaduras, sem necessidade de vibração. MasterGlenium SKY 548 permite obter uma forte plastificação e um desenvolvimento rápido das resistências mecânicas.

A utilização do MasterGlenium SKY 548 deverá ter em particular atenção a temperatura ambiente. É aconselhável a utilização de um produto de gama MasterPozzolith em sinergia por forma a garantir o tempo de trabalhabilidade desejado, sem comprometer a sua principal característica para contribuição melhorada às idades iniciais.

VANTAGENS

MasterGlenium SKY 548 proporciona os seguintes benefícios à indústria de produção de betão:

- Produção de betão rheoplástico e rheodinâmico com uma menor relação a/c.
- Optimização dos ciclos de obra reduzindo a sua duração.
- Aumento da produtividade.
- Melhoria da aparência superficial.
- Melhora a reologia do betão, minimizando a sua pegajosidade.
- Assegura robustez e consistência na qualidade do betão produzido.
- Comparativamente aos superplastificantes tradicionais, as propriedades tais como resistências iniciais e finais, à flexão e compressão, aderência ao aço, módulo de elasticidade, retração, segregação e impermeabilidade são melhoradas.

MODO DE APLICAÇÃO

MasterGlenium SKY 548 é um adjuvante líquido pronto a usar que deve ser adicionado ao betão durante a mistura. Os melhores resultados são obtidos quando o adjuvante é adicionado após todos os restantes componentes e após a adição de pelo menos 80% do total de água de mistura. Evitar a adição do adjuvante aos materiais secos. Misturar durante pelo menos 60 segundos, depois da introdução do MasterGlenium SKY 548 por forma a obter uma dispersão homogénea.

Continuar a mistura e ajustar a quantidade de água para obter a trabalhabilidade requerida.

MasterGlenium SKY 548
Página 1 de 3
Edição: 01/02/2014

MASTER®
» BUILDERS
SOLUTIONS

MasterGlenium SKY 548

Antes: GLENIUM SKY 548

Superplastificante de éter policarboxílico para produção de betão de elevada performance com especial relevância sobre as resistências iniciais.

COMPATIBILIDADE

MasterGlenium SKY 548 é compatível e recomendado para utilização com:

MasterMatrix para produção de Smart Dynamic Concrete;

MasterCast 820 MA, adjuvantes para produção de betão reodinâmico;

MICRO-AIR adjuvante introdutor de ar, para melhorar a resistência aos ciclos de gelo-degelo (classe de exposição XF 1 a XF 4, EN 206 – 1);

MasterRoc MS 610, microsilica para betão de maiores performances e de maior durabilidade em ambientes quimicamente agressivos (classe de exposição XA 1 a XA 3, EN 206 – 1);

Agente desmoldante MasterFinish para remoção de co-fragens e para melhorar acabamentos arquitectónicos.

MasterGlenium SKY 548 não é compatível com os superplastificantes MasterRheobuild.

Propriedades	
Função principal:	Superplastificante / Redutor de água de alta actividade
Função secundária:	Acelerador de endurecimento
Efeitos secundários:	Risco de segregação com sobredosagem
Marcação CE:	Segundo EN 934-2 como T3.1 , T3.2 e T7
Aspecto:	Líquido turvo ligeiramente amarelado
Densidade relativa (20°C):	1.038 ± 0,02 g/cm ³
pH:	5,5 ± 1
Viscosidade Brookfield (20°C):	< 70 cps
Teor em iões cloreto:	< 0,1%

Os dados técnicos aqui apresentados são fruto de resultados estatísticos. Caso se pretendam valores de controlo, podem ser solicitados ao nosso Departamento Técnico.



MARCAÇÃO CE DE PRODUTO SOB A
DIRECTIVA UE DE PRODUTOS DE
CONSTRUÇÃO DA UNIÃO EUROPEIA

Anexo C (Absorção capilar)

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Provetes de referência									Absorção (kg/m ²)						
			Peso (g)															
			0 min	10 min	20 min	30 min	60 min	3 h	6 h	72 h	10 min	20 min	30 min	60 min	3 h	6 h	72 h	
A.N.	0,35	1	1923,0	1927,8	1930,0	1931,3	1934,3	1939,1	1943,6	1966,2	0,2716	0,3961	0,4697	0,6394	0,9111	1,1657	2,4446	
		2	1979,9	1984,7	1986,8	1988,1	1990,8	1995,5	1999,9	2021,9	0,2716	0,3905	0,464	0,6168	0,8828	1,1318	2,3767	
		3	1991,9	1996,7	1998,8	2000,1	2003,0	2008,1	2012,9	2037,7	0,2716	0,3905	0,464	0,6281	0,9167	1,1884	2,5917	
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,2716	0,3923	0,4659	0,6281	0,9035	1,1619	2,4710
	0,55	1	1833,4	1841,4	1846,2	1849,6	1857,0	1871,9	1885,1	1913,4	0,4527	0,7243	0,9167	1,3355	2,1787	2,9256	4,5271	
		2	1919,5	1927,8	1933,8	1937,2	1944,1	1958,6	1971,0	2000,1	0,4697	0,8092	1,0016	1,3921	2,2126	2,9143	4,561	
		3	1981,4	1989,1	1994,5	1997,9	2005,3	2021,0	2033,9	2067,7	0,4357	0,7413	0,9337	1,3525	2,2409	2,9709	4,8836	
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,4527	0,7583	0,9507	1,3600	2,2107	2,9369	4,6572
Stalite	0,35	1	1684,4	1689,6	1692,2	1693,8	1697,8	1705,5	1711,0	1739,3	0,2943	0,4414	0,5319	0,7583	1,194	1,5053	3,1067	
		2	1739,6	1745,1	1747,4	1749,1	1752,8	1760,5	1765,9	1792,7	0,3112	0,4414	0,5376	0,747	1,1827	1,4883	3,0048	
		3	1711,1	1717,4	1720,0	1721,7	1725,4	1732,6	1738,1	1768,8	0,3565	0,5036	0,5998	0,8092	1,2167	1,5279	3,2652	
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3207	0,4621	0,5565	0,7715	1,1978	1,5071	3,1256
	0,55	1	1593,6	1605,1	1610,2	1613,3	1621,6	1640,2	1656,9	1691,2	0,6508	0,9394	1,1148	1,5845	2,637	3,582	5,523	
		2	1533,7	1545,7	1550,8	1554,1	1562,6	1581,8	1599,3	1629,2	0,6791	0,9677	1,1544	1,6354	2,7219	3,7122	5,4042	
		3	1588,5	1599,0	1603,7	1606,6	1614,5	1632,5	1649,1	1687,2	0,5942	0,8601	1,0243	1,4713	2,4899	3,4293	5,5853	
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,6413	0,9224	1,0978	1,5637	2,6163	3,5745	5,5042
Leca	0,35	1	1514,8	1520,9	1523,2	1524,7	1527,7	1533,8	1538,8	1565,7	0,3452	0,4753	0,5602	0,73	1,0752	1,3581	2,8804	
		2	1536,3	1543,0	1545,2	1546,6	1549,4	1554,9	1559,7	1583,4	0,3791	0,5036	0,5829	0,7413	1,0525	1,3242	2,6653	
		3	1479,5	1487,3	1489,9	1491,7	1495,1	1502,1	1508,6	1536,9	0,4414	0,5885	0,6904	0,8828	1,2789	1,6467	3,2482	
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3886	0,5225	0,6112	0,7847	1,1355	1,4430	2,9313
	0,55	1	1355,3	1368,6	1374,5	1378,1	1386,1	1404,1	1419,5	1469,1	0,7526	1,0865	1,2902	1,7429	2,7615	3,633	6,4398	
		2	1289,2	1303,2	1310,2	1314,0	1323,0	1343,7	1360,8	1405,1	0,7922	1,1884	1,4034	1,9127	3,0841	4,0517	6,5586	
		3	1304,5	1316,8	1323,2	1326,6	1335,3	1355,3	1371,8	1423,5	0,696	1,0582	1,2506	1,7429	2,8747	3,8084	6,734	
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,7470	1,1110	1,3147	1,7995	2,9068	3,8310	6,5775

Provetes fendilhados

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Peso (g)							Absorção (kg/m ²)							
			0 min	10 min	20 min	30 min	60 min	3 h	6 h	72 h	10 min	20 min	30 min	60 min	3 h	6 h	72 h
A.N.	0,35	1	2075,2	2081,0	2083,3	2084,9	2088,2	2094,9	2100,7	2123,4	0,3282	0,4584	0,5489	0,7356	1,1148	1,443	2,7276
		2	2074,5	2081,4	2083,8	2085,5	2088,3	2093,9	2098,5	2121,1	0,3905	0,5263	0,6225	0,7809	1,0978	1,3581	2,637
		3	2042,3	2048,7	2051,1	2052,7	2056,2	2063,0	2068,8	2094,9	0,3622	0,498	0,5885	0,7866	1,1714	1,4996	2,9766
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3603	0,4942	0,5866	0,7677	1,1280	1,4336
	0,55	1	1865,0	1875,2	1879,8	1882,9	1889,7	1904,0	1916,5	1944,2	0,5772	0,8375	1,0129	1,3977	2,2069	2,9143	4,4818
		2	1936,1	1947,1	1952,2	1955,5	1963,2	1978,5	1991,6	2020,9	0,6225	0,9111	1,0978	1,5335	2,3993	3,1407	4,7987
		3	1843,6	1854,3	1859,0	1862,1	1869,0	1883,9	1897,5	1925,7	0,6055	0,8715	1,0469	1,4373	2,2805	3,0501	4,6459
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,6017	0,8733	1,0525	1,4562	2,2956	3,0350
Stalite	0,35	1	1567,4	1575,0	1577,9	1579,9	1584,3	1592,1	1598,0	1628,8	0,4301	0,5942	0,7074	0,9563	1,3977	1,7316	3,4745
		2	1627,2	1635,1	1638,2	1640,3	1644,5	1652,3	1657,8	1688,8	0,447	0,6225	0,7413	0,979	1,4204	1,7316	3,4858
		3	1668,5	1676,8	1679,7	1681,8	1686,0	1694,0	1699,4	1730,9	0,4697	0,6338	0,7526	0,9903	1,443	1,7486	3,5311
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,4489	0,6168	0,7338	0,9752	1,4204	1,7373
	0,55	1	1547,8	1563,6	1569,0	1572,0	1579,9	1599,8	1617,6	1646,3	0,8941	1,1997	1,3694	1,8165	2,9426	3,9499	5,574
		2	1470,3	1483,3	1488,1	1491,3	1499,1	1518,5	1535,7	1563,3	0,7356	1,0073	1,1884	1,6297	2,7276	3,7009	5,2627
		3	1516,2	1528,5	1533,0	1535,8	1543,2	1561,8	1578,9	1609,4	0,696	0,9507	1,1091	1,5279	2,5804	3,5481	5,274
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,7753	1,0525	1,2223	1,6580	2,7502	3,7329
Leca	0,35	1	1464,4	1474,7	1477,5	1479,7	1483,7	1492,0	1498,2	1528,2	0,5829	0,7413	0,8658	1,0922	1,5618	1,9127	3,6103
		2	1447,8	1456,9	1459,2	1460,8	1463,7	1469,9	1474,8	1500,2	0,515	0,6451	0,7356	0,8998	1,2506	1,5279	2,9652
		3	1453,1	1461,7	1464,2	1465,4	1468,2	1474,3	1479,1	1505,9	0,4867	0,6281	0,696	0,8545	1,1997	1,4713	2,9879
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,5282	0,6715	0,7658	0,9488	1,3374	1,6373
	0,55	1	1311,5	1326,7	1333,6	1337,2	1345,9	1365,6	1382,2	1428,6	0,8601	1,2506	1,4543	1,9466	3,0614	4,0008	6,6265
		2	1293,2	1310,1	1318,0	1322,0	1331,5	1353,3	1371,8	1416,1	0,9563	1,4034	1,6297	2,1673	3,401	4,4479	6,9547
		3	1287,1	1303,2	1309,4	1313,4	1321,6	1341,6	1358,5	1405,1	0,9111	1,2619	1,4883	1,9523	3,0841	4,0404	6,6774
		Média	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,9092	1,3053	1,5241	2,0221	3,1822	4,1630

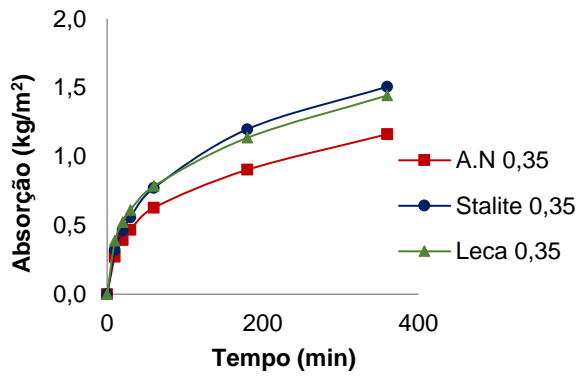


Figura C.1: Curvas absorção provetes referência

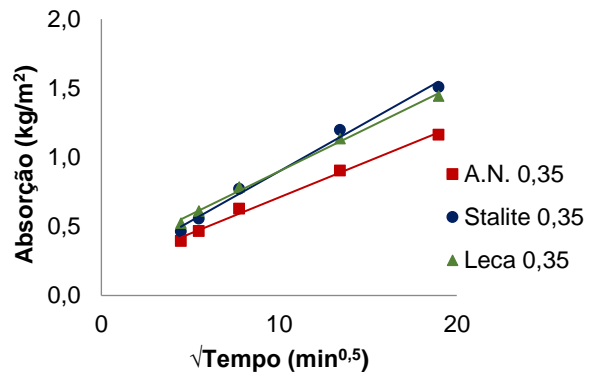


Figura C.2: Curvas absorção provetes referência

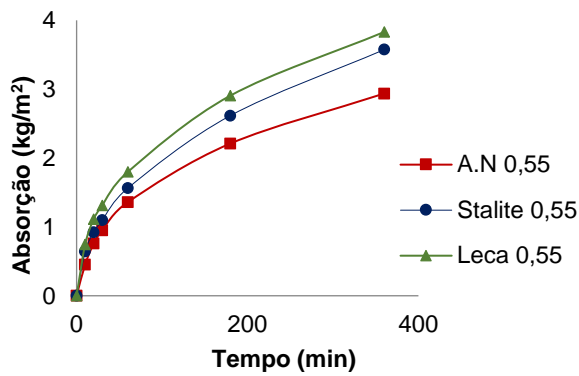


Figura C.3: Curvas absorção provetes referência

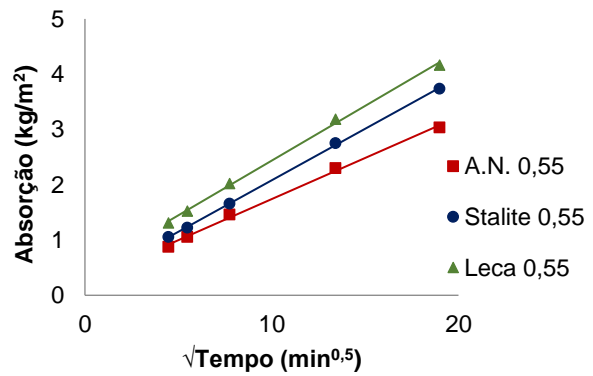


Figura C.4: Curvas absorção provetes referência

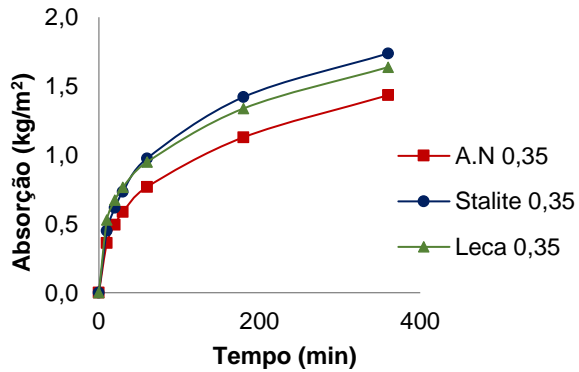


Figura C.5: Curvas absorção provetes fendilhados

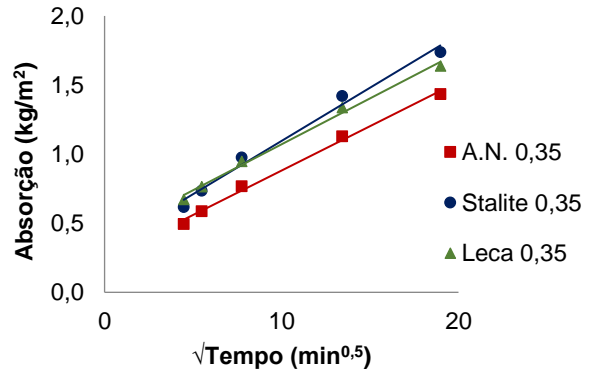


Figura C.6: Curvas absorção provetes fendilhados

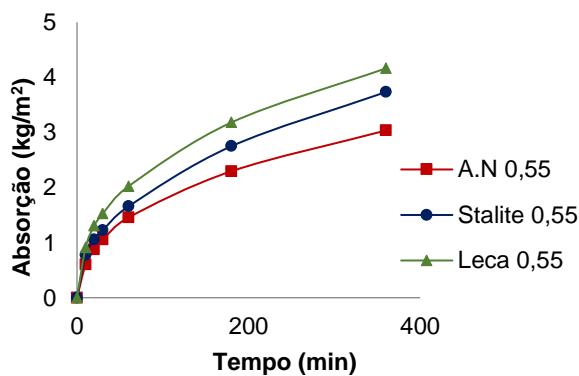


Figura C.7: Curvas absorção provetes fendilhados

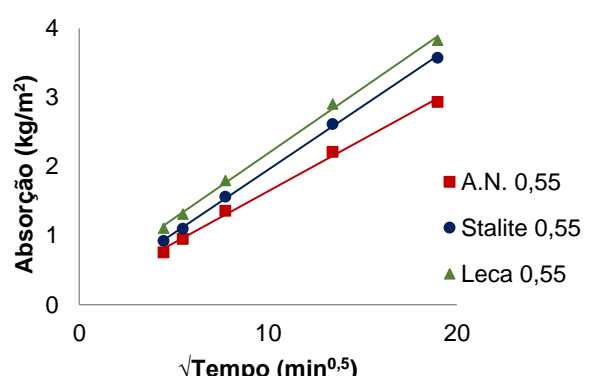


Figura C.8: Curvas absorção provetes fendilhados

Provetes Fendilhados

	Provete	L _f (mm)	h méd (mm)							h méd / L _f						
			t=10 min	t=20 min	t=30 min	t=60 min	t=180 min	t=360 min	t=4320 min	t=10 min	t=20 min	t=30 min	t=60 min	t=180 min	t=360 min	t=4320 min
A.N. 0,55	1	11,1	5,83	8,46	10,23	14,12	22,30	29,45	45,28	0,52	0,76	0,92	1,27	2,01	2,65	4,07
	2	9,2	6,29	9,21	11,09	15,50	24,24	31,73	48,49	0,69	1,01	1,21	1,69	2,65	3,47	5,30
	3	9,2	6,12	8,81	10,58	14,52	23,04	30,82	46,94	0,66	1,01	1,21	1,57	2,50	3,34	5,09
Média		9,8	6,08	8,82	10,64	14,71	23,20	30,67	46,90	0,62	0,92	1,11	1,51	2,38	3,15	4,82
A.N. 0,35	1	-	6,19	8,65	10,36	13,88	21,03	27,22	51,46	1,56	2,17	2,60	3,49	5,28	6,84	12,93
	2	9,3	7,37	9,93	11,74	14,73	20,71	25,62	49,75	0,79	1,07	1,27	1,59	2,23	2,76	5,36
	3	8,7	6,83	9,39	11,10	14,84	22,10	28,29	56,15	0,78	1,08	1,27	1,70	2,54	3,25	6,45
Média		9,0	7,10	9,66	11,42	14,79	21,40	26,96	52,95	0,79	1,07	1,27	1,65	2,38	3,00	5,90
Stalite 0,55	1	14,3	7,88	10,58	12,08	16,02	25,95	34,83	49,15	0,55	0,74	0,85	1,12	1,82	2,44	3,44
	2	15,6	6,49	8,88	10,48	14,37	24,05	32,64	46,41	0,42	0,57	0,67	0,92	1,55	2,10	2,98
	3	14,8	6,14	8,38	9,78	13,47	22,75	31,29	46,51	0,42	0,57	0,66	0,91	1,54	2,12	3,15
Média		14,9	6,84	9,28	10,78	14,62	24,25	32,92	47,36	0,46	0,63	0,73	0,99	1,64	2,22	3,19
Stalite 0,35	1	14,8	6,91	9,55	11,37	15,37	22,47	27,83	55,85	0,47	0,64	0,77	1,04	1,51	1,88	3,76
	2	14,2	7,19	10,01	11,92	15,74	22,83	27,83	56,03	0,51	0,71	0,84	1,11	1,61	1,96	3,95
	3	17,4	7,55	10,19	12,10	15,92	23,20	28,11	56,76	0,43	0,59	0,70	0,92	1,34	1,62	3,27
Média		15,5	7,22	9,92	11,79	15,68	22,83	27,93	56,22	0,47	0,65	0,77	1,02	1,49	1,82	3,66
Leca 0,55	1	12,0	5,98	8,69	10,11	13,53	21,27	27,80	46,04	0,61	0,89	1,04	1,39	2,19	2,86	4,74
	2	18,2	6,65	9,75	11,32	15,06	23,63	30,91	48,32	0,37	0,54	0,62	0,83	1,30	1,70	2,66
	3	14,2	6,33	8,77	10,34	13,57	21,43	28,07	46,40	0,45	0,62	0,73	0,95	1,51	1,98	3,27
Média		14,8	6,32	9,07	10,59	14,05	22,11	28,93	46,92	0,48	0,68	0,80	1,06	1,67	2,18	3,55
Leca 0,35	1	16,9	9,73	12,37	14,45	18,23	26,07	31,93	60,27	1,00	1,27	1,49	1,88	2,68	3,28	3,56
	2	16,5	8,60	10,77	12,28	15,02	20,88	25,50	49,50	0,47	0,59	0,68	0,83	1,15	1,40	3,00
	3	15,1	8,12	10,49	11,62	14,26	20,03	24,56	49,88	0,57	0,74	0,82	1,00	1,41	1,73	3,30
Média		16,2	8,82	11,21	12,78	15,84	22,32	27,33	53,21	0,68	0,87	0,99	1,24	1,75	2,14	3,29

- **Altura de água na fenda aos 10 minutos:**

Para determinação da altura de água na fenda aos 10 minutos foram considerados os valores de $h_{méd}$ nos provetes de betão fendilhados e de referência, conforme indicado no Quadro abaixo. Sabendo que a diferença de $h_{méd}$ ($\Delta h_{méd}$) entre os tipos de provete referidos anteriormente, corresponde à absorção de água na zona da fenda e assumindo de forma conservativa, que esta absorção ocorre numa área de influência equivalente a $3 \times A_f$, sendo A_f a área superficial da fenda, então a altura de água na zona da fenda (h_f) pode ser determinada de acordo com as equações C.1 e C.2. Conforme se observa, independentemente do tipo de agregado, aos 10 minutos h_f foi sempre superior a L_f .

$$\Delta m_{H_2O} = \Delta h_{med} \times A_0 \times \%P \quad (C.1)$$

$$h_f = h_{med_{ref\ 10\ min}} + \frac{\Delta m_{H_2O}}{3 \times A_f} \quad (C.2)$$

	Provetes fendilhados			Provetes referência		
	Provete	L_f (mm)	$h_{méd}$ (mm) $t=10$ min	$h_{méd}$ (mm) $t=10$ min	$\Delta h_{méd}$	h_f 10 minutos (mm)
A.N. 0,55	1	11,1	5,83	4,49	1,35	22,3
	2	9,2	6,29	4,88	1,41	22,6
	3	9,2	6,12	4,37	1,75	27,2
Média		9,8	6,08	4,58	1,50	24,0
A.N. 0,35	1	-	6,19	5,11	1,08	12,6
	2	9,3	7,37	5,32	2,04	19,0
	3	8,7	6,83	4,95	1,88	18,5
Média		9,0	7,10	5,14	1,67	16,7
Stalite 0,55	1	14,3	7,88	5,82	2,06	36,0
	2	15,6	6,49	5,95	0,54	14,0
	3	14,8	6,14	5,20	0,94	19,3
Média		14,9	6,84	5,66	1,18	23,2
Stalite 0,35	1	14,8	6,91	4,71	2,21	22,8
	2	14,2	7,19	5,29	1,90	19,9
	3	17,4	7,55	5,47	2,08	23,3
Média		15,5	7,22	5,15	2,06	22,0
Leca 0,55	1	12,0	5,98	5,41	0,57	15,7
	2	18,2	6,65	5,41	1,24	29,1
	3	14,2	6,33	4,76	1,57	34,8
Média		14,8	6,32	5,19	1,12	26,4
Leca 0,35	1	16,9	9,73	5,89	3,84	35,4
	2	16,5	8,60	7,02	1,57	18,1
	3	15,1	8,12	6,58	1,54	20,1
Média		16,2	8,82	6,50	2,32	24,7

Anexo D (Permeabilidade ao oxigênio)

Provetes de referência

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Diâmetro provete (m)	Secção provete (m ²)	Espessura provete (m)	Tubo Nº	Volume (m ³)	Tempo corrido (s)				Pressão (atm)	Pressão apl. (bar)	Pressão Abs. (N/m ²)	Permeabilidade oxigênio, K _{O2} (m ²)	Média K _{O2} (m ²)	
								med. 1	med. 2	med. 3	Média						
A.N.	0,35	1	0,15	1,77E-02	4,85E-02	2	5,000E-06	68,50	68,75	68,63	68,63	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,546E-17	1,326E-17	
			0,15	1,77E-02	4,85E-02	2	5,000E-06	38,41	38,18	38,22	38,27	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,295E-17		
			0,15	1,77E-02	4,85E-02	2	5,000E-06	25,50	25,44	25,53	25,49	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,138E-17		
		2	0,15	1,77E-02	4,87E-02	2	5,000E-06	67,72	67,34	67,90	67,65	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,577E-17		1,376E-17
			0,15	1,77E-02	4,87E-02	2	5,000E-06	36,53	36,91	36,91	36,78	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,355E-17		
			0,15	1,77E-02	4,87E-02	2	5,000E-06	24,35	24,41	24,47	24,41	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,195E-17		
	3	0,15	1,77E-02	4,67E-02	2	5,000E-06	60,37	60,41	60,75	60,51	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,688E-17	1,476E-17		
		0,15	1,77E-02	4,67E-02	2	5,000E-06	32,97	33,03	33,28	33,09	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,443E-17			
		0,15	1,77E-02	4,67E-02	2	5,000E-06	21,59	21,44	21,56	21,53	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,297E-17			
	0,55	1	0,15	1,77E-02	4,77E-02	1	1,500E-06	20,44	20,13	20,03	20,20	1,01E+05	0,5	1,512E+05	6,488E-17	4,705E-17	
			0,15	1,77E-02	4,77E-02	3	1,500E-05	77,13	77,16	77,18	77,16	1,01E+05	1,5	2,512E+05	4,055E-17		
			0,15	1,77E-02	4,77E-02	3	1,500E-05	40,91	40,87	41,06	40,95	1,01E+05	2,5	3,512E+05	3,572E-17		
2		0,15	1,77E-02	4,55E-02	2	5,000E-06	50,82	50,85	50,44	50,70	1,01E+05	0,5	1,512E+05	8,220E-17	6,196E-17		
		0,15	1,77E-02	4,55E-02	3	1,500E-05	54,53	54,56	54,85	54,65	1,01E+05	1,5	2,512E+05	5,463E-17			
		0,15	1,77E-02	4,55E-02	3	1,500E-05	28,44	28,44	28,47	28,45	1,01E+05	2,5	3,512E+05	4,904E-17			
3	0,15	1,77E-02	4,64E-02	2	5,000E-06	57,16	57,32	57,44	57,31	1,01E+05	0,5	1,512E+05	7,415E-17	5,518E-17			
	0,15	1,77E-02	4,64E-02	3	1,500E-05	61,91	62,00	62,09	62,00	1,01E+05	1,5	2,512E+05	4,909E-17				
	0,15	1,77E-02	4,64E-02	3	1,500E-05	33,32	33,78	33,78	33,63	1,01E+05	2,5	3,512E+05	4,230E-17				
Stalite	0,35	1	0,15	1,77E-02	4,96E-02	2	5,000E-06	54,04	54,03	54,17	54,08	1,01E+05	1,5	2,512E+05	2,008E-17	1,688E-17	
			0,15	1,77E-02	4,96E-02	2	5,000E-06	28,56	28,44	28,56	28,52	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,780E-17		
			0,15	1,77E-02	4,96E-02	3	1,500E-05	69,85	69,88	69,77	69,83	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,276E-17		
		2	0,15	1,77E-02	4,88E-02	2	5,000E-06	60,16	60,09	60,25	60,17	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,774E-17		1,566E-17
			0,15	1,77E-02	4,88E-02	2	5,000E-06	33,03	33,00	32,94	32,99	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,512E-17		
			0,15	1,77E-02	4,88E-02	2	5,000E-06	20,57	20,68	20,73	20,66	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,412E-17		
	3	0,15	1,77E-02	5,05E-02	2	5,000E-06	63,40	63,30	63,40	63,37	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,744E-17	1,513E-17		
		0,15	1,77E-02	5,05E-02	2	5,000E-06	34,75	34,59	34,62	34,65	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,491E-17			
		0,15	1,77E-02	5,05E-02	2	5,000E-06	23,31	23,00	23,18	23,16	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,305E-17			
	0,55	1	0,15	1,77E-02	4,77E-02	2	5,000E-06	24,00	24,15	24,09	24,08	1,01E+05	0,5	1,512E+05	1,816E-16	1,159E-16	
			0,15	1,77E-02	4,77E-02	3	1,500E-05	31,10	31,19	31,24	31,18	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,004E-16		
			0,15	1,77E-02	4,77E-02	3	1,500E-05	22,22	22,41	22,32	22,32	1,01E+05	2,5	3,512E+05	6,559E-17		
2		0,15	1,77E-02	4,91E-02	2	5,000E-06	37,25	37,37	37,32	37,31	1,01E+05	0,5	1,512E+05	1,206E-16	8,481E-17		
		0,15	1,77E-02	4,91E-02	3	1,500E-05	44,44	44,50	44,50	44,48	1,01E+05	1,5	2,512E+05	7,249E-17			
		0,15	1,77E-02	4,91E-02	3	1,500E-05	24,56	24,66	24,53	24,58	1,01E+05	2,5	3,512E+05	6,130E-17			
3	0,15	1,77E-02	4,82E-02	2	5,000E-06	25,32	25,32	25,28	25,31	1,01E+05	0,5	1,512E+05	1,746E-16	1,310E-16			
	0,15	1,77E-02	4,82E-02	3	1,500E-05	32,03	32,13	31,92	32,03	1,01E+05	1,5	2,512E+05	9,881E-17				
	0,15	1,77E-02	4,82E-02	4	1,000E-04	82,41	82,41	82,66	82,49	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,195E-16				

Provetes de referência

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Diâmetro provete (m)	Secção provete (m ²)	Espessura provete (m)	Tubo Nº	Volume (m ³)	Tempo corrido (s)				Pressão (atm)	Pressão apl. (bar)	Pressão Abs. (N/m ²)	Permeabilidade oxigénio, K _{O2} (m ²)	Média K _{O2} (m ²)	
								med. 1	med. 2	med. 3	Média						
Leca	0,35	1	0,15	1,77E-02	4,87E-02	2	5,000E-06	61,28	61,22	61,20	61,23	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,742E-17	1,486E-17	
			0,15	1,77E-02	4,87E-02	2	5,000E-06	34,47	34,41	34,37	34,42	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,448E-17		
			0,15	1,77E-02	4,87E-02	2	5,000E-06	22,94	22,97	23,05	22,99	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,268E-17		
		2	0,15	1,77E-02	4,93E-02	2	5,000E-06	57,60	57,50	57,47	57,52	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,874E-17		
			0,15	1,77E-02	4,93E-02	2	5,000E-06	31,60	31,47	31,54	31,54	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,598E-17		
			0,15	1,77E-02	4,93E-02	2	5,000E-06	20,81	20,90	21,12	20,94	1,01E+05	3,5	4,512E+05	1,408E-17		
	3	0,15	1,77E-02	4,87E-02	4	1,000E-04	80,19	79,99	79,94	80,04	1,01E+05	1,5	2,512E+05	2,665E-16			
		0,15	1,77E-02	4,87E-02	-	-	-	-	-	-	1,01E+05	2,5	3,512E+05	-			
		0,15	1,77E-02	4,87E-02	-	-	-	-	-	-	1,01E+05	3,5	4,512E+05	-			
	0,55	1	3N	0,15	1,77E-02	4,65E-02	3N	2,000E-05	57,85	57,82	57,62	57,76	1,01E+05	0,5	1,512E+05	2,949E-16	2,383E-16
				0,15	1,77E-02	4,65E-02	4	1,000E-04	90,59	90,57	90,59	90,58	1,01E+05	1,5	2,512E+05	2,245E-16	
				0,15	1,77E-02	4,65E-02	4	1,000E-04	48,65	48,56	48,62	48,61	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,955E-16	
2		4	0,15	1,77E-02	4,66E-02	4	1,000E-04	28,37	28,31	28,35	28,34	1,01E+05	0,5	1,512E+05	3,013E-15		
			0,15	1,77E-02	4,66E-02	-	-	-	-	-	-	1,01E+05	1,5	2,512E+05	-		
			0,15	1,77E-02	4,66E-02	-	-	-	-	-	-	1,01E+05	2,5	3,512E+05	-		
3		2	0,15	1,77E-02	4,66E-02	2	5,000E-06	26,06	26,13	26,16	26,12	1,01E+05	0,5	1,512E+05	1,636E-16	1,391E-16	
			0,15	1,77E-02	4,66E-02	3N	2,000E-05	29,97	30,06	30,00	30,01	1,01E+05	1,5	2,512E+05	1,359E-16		
			0,15	1,77E-02	4,66E-02	4	1,000E-04	80,96	80,72	80,87	80,85	1,01E+05	2,5	3,512E+05	1,179E-16		

Provetes fendilhados

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Lf (m)	Diâmetro provete (m)	Secção provete (m ²)	Espessura provete (m)	Tubo Nº	Volume (m ³)	Tempo corrido (s)				Pressão (atm)	Pressão apl. (bar)	Pressão Abs. (N/m ²)	Permeabilidade O ₂ , KO ₂ (m ²)	Média KO ₂ (m ²)
									med. 1	med. 2	med. 3	Média					
A.N.	0,35	1	0,008	0,15	1,767E-02	4,881E-02	2	5,000E-06	57,85	57,75	57,87	57,82	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,847E-17	1,546E-17
				0,15	1,767E-02	4,881E-02	2	5,000E-06	29,75	29,72	29,78	29,75	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,678E-17	
				0,15	1,767E-02	4,881E-02	3	1,500E-05	78,68	78,75	78,82	78,75	1,012E+05	3,5	4,512E+05	1,113E-17	
		2	0,009	0,15	1,767E-02	5,089E-02	-	-	-	-	-	1,012E+05	1,5	2,512E+05	-		
				0,15	1,767E-02	5,089E-02	2	5,000E-06	40,00	40,06	40,09	40,05	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,300E-17	
				0,15	1,767E-02	5,089E-02	-	-	-	-	-	-	1,012E+05	3,5	4,512E+05	-	
	3	0,009	0,15	1,767E-02	4,844E-02	2	5,000E-06	65,59	65,78	65,72	65,70	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,614E-17	1,342E-17	
			0,15	1,767E-02	4,844E-02	2	5,000E-06	34,59	34,37	34,41	34,46	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,438E-17		
			0,15	1,767E-02	4,844E-02	3	1,500E-05	89,16	89,25	89,28	89,23	1,012E+05	3,5	4,512E+05	9,744E-18		
	0,55	1	0,009	0,15	1,767E-02	4,456E-02	2	5,000E-06	46,25	46,28	46,25	46,26	1,012E+05	0,5	1,512E+05	8,830E-17	6,162E-17
				0,15	1,767E-02	4,456E-02	3	1,500E-05	56,66	56,44	56,75	56,62	1,012E+05	1,5	2,512E+05	5,167E-17	
				0,15	1,767E-02	4,456E-02	3	1,500E-05	30,37	30,56	30,47	30,47	1,012E+05	2,5	3,512E+05	4,488E-17	
2		0,010	0,15	1,767E-02	4,823E-02	2	5,000E-06	42,22	42,29	42,00	42,17	1,012E+05	0,5	1,512E+05	1,048E-16		
			0,15	1,767E-02	4,823E-02	3	1,500E-05	51,41	51,87	51,91	51,73	1,012E+05	1,5	2,512E+05	6,121E-17		
			0,15	1,767E-02	4,823E-02	3	1,500E-05	27,18	27,53	27,56	27,42	1,012E+05	2,5	3,512E+05	5,397E-17		
3		0,010	0,15	1,767E-02	4,750E-02	2	5,000E-06	45,16	45,22	45,35	45,24	1,012E+05	0,5	1,512E+05	9,624E-17	6,624E-17	
			0,15	1,767E-02	4,750E-02	3	1,500E-05	57,09	57,18	57,37	57,21	1,012E+05	1,5	2,512E+05	5,451E-17		
			0,15	1,767E-02	4,750E-02	3	1,500E-05	30,00	30,56	30,56	30,37	1,012E+05	2,5	3,512E+05	4,799E-17		

Provetes fendilhados

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Lf (m)	Diâmetro provete (m)	Secção provete (m2)	Espessura provete (m)	Tubo Nº	Volume (m3)	Tempo corrido (s)				Pressão (atm)	Pressão apl. (bar)	Pressão Abs. (N/m2)	Permeabilidade O2, KO2 (m2)	Média KO2 (m2)
									med. 1	med. 2	med. 3	Média					
Stalite	0,35	1	0,016	0,15	1,767E-02	4,611E-02	2	5,000E-06	39,37	39,45	39,50	39,44	1,012E+05	1,5	2,512E+05	2,559E-17	2,062E-17
				0,15	1,767E-02	4,611E-02	2	5,000E-06	22,10	22,13	22,09	22,11	1,012E+05	2,5	3,512E+05	2,133E-17	
				0,15	1,767E-02	4,611E-02	3	1,500E-05	55,41	55,37	55,44	55,41	1,012E+05	3,5	4,512E+05	1,494E-17	
		2	0,014	0,15	1,767E-02	4,946E-02	2	5,000E-06	63,06	63,29	63,41	63,25	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,711E-17	1,481E-17
				0,15	1,767E-02	4,946E-02	2	5,000E-06	35,06	35,19	35,18	35,14	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,439E-17	
				0,15	1,767E-02	4,946E-02	2	5,000E-06	22,94	22,93	22,90	22,92	1,012E+05	3,5	4,512E+05	1,291E-17	
	3	0,015	0,15	1,767E-02	4,900E-02	2	5,000E-06	61,47	61,69	61,56	61,57	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,742E-17	1,524E-17	
			0,15	1,767E-02	4,900E-02	2	5,000E-06	33,72	33,63	33,69	33,68	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,488E-17		
			0,15	1,767E-02	4,900E-02	2	5,000E-06	21,84	21,88	21,84	21,85	1,012E+05	3,5	4,512E+05	1,342E-17		
	0,55	1	0,018	0,15	1,767E-02	4,651E-02	2	5,000E-06	24,53	24,44	24,50	24,49	1,012E+05	0,5	1,512E+05	1,741E-16	1,309E-16
				0,15	1,767E-02	4,651E-02	3	1,500E-05	29,63	29,62	29,68	29,64	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,030E-16	
				0,15	1,767E-02	4,651E-02	4	1,000E-04	82,39	82,52	82,27	82,39	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,155E-16	
2		-	0,15	1,767E-02	4,811E-02	3	1,500E-05	29,06	29,16	29,13	29,12	1,012E+05	0,5	1,512E+05	4,544E-16	-	
			0,15	1,767E-02	4,811E-02	4	1,000E-04	53,11	53,01	53,04	53,05	1,012E+05	1,5	2,512E+05	3,969E-16		
			0,15	1,767E-02	4,811E-02	4	1,000E-04	31,75	31,70	31,72	31,72	1,012E+05	2,5	3,512E+05	3,102E-16		
3	0,011	0,15	1,767E-02	4,732E-02	3	1,500E-05	75,35	75,47	75,60	75,47	1,012E+05	0,5	1,512E+05	1,724E-16	1,512E-16		
		0,15	1,767E-02	4,732E-02	3	1,500E-05	23,52	23,44	23,44	23,47	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,324E-16			
		0,15	1,767E-02	4,732E-02	4	1,000E-04	65,12	65,10	65,11	65,11	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,487E-16			
Leca	0,35	1	0,014	0,15	1,767E-02	4,777E-02	3N	2,000E-05	71,69	71,75	71,59	71,68	1,012E+05	1,5	2,512E+05	5,834E-17	1,486E-17
				0,15	1,767E-02	4,777E-02	3N	2,000E-05	36,00	36,19	36,06	36,08	1,012E+05	2,5	3,512E+05	5,416E-17	
				0,15	1,767E-02	4,777E-02	3N	2,000E-05	25,81	25,63	25,60	25,68	1,012E+05	3,5	4,512E+05	4,452E-17	
		2	0,012	0,15	1,767E-02	4,776E-02	2	5,000E-06	52,00	52,20	52,21	52,14	1,012E+05	1,5	2,512E+05	2,005E-17	1,627E-17
				0,15	1,767E-02	4,776E-02	2	5,000E-06	28,91	28,80	28,82	28,84	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,694E-17	
				0,15	1,767E-02	4,776E-02	2	5,000E-06	19,54	19,60	19,51	19,55	1,012E+05	3,5	4,512E+05	1,462E-17	
	3	-	0,15	1,767E-02	4,773E-02	2	5,000E-06	47,68	47,87	47,65	47,73	1,012E+05	1,5	2,512E+05	2,188E-17	-	
			0,15	1,767E-02	4,773E-02	2	5,000E-06	27,38	27,37	27,25	27,33	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,786E-17		
			0,15	1,767E-02	4,773E-02	3N	2,000E-05	74,44	74,59	74,44	74,49	1,012E+05	3,5	4,512E+05	1,534E-17		
	0,55	1	-	0,15	1,767E-02	4,623E-02	4	1,000E-04	36,91	36,78	36,91	36,87	1,012E+05	0,5	1,512E+05	2,299E-15	-
				0,15	1,767E-02	4,623E-02	-	-	-	-	-	-	1,012E+05	1,5	2,512E+05	-	
				0,15	1,767E-02	4,623E-02	-	-	-	-	-	-	1,012E+05	2,5	3,512E+05	-	
2		-	0,15	1,767E-02	4,691E-02	4	1,000E-04	58,03	57,97	57,93	57,98	1,012E+05	0,5	1,512E+05	1,483E-15	-	
			0,15	1,767E-02	4,691E-02	4N	-	-	-	-	-	1,012E+05	1,5	2,512E+05	-		
			0,15	1,767E-02	4,691E-02	-	-	-	-	-	-	1,012E+05	2,5	3,512E+05	-		
3	0,014	0,15	1,767E-02	4,743E-02	3N	2,000E-05	68,66	68,47	68,63	68,59	1,012E+05	0,5	1,512E+05	2,536E-16	2,056E-16		
		0,15	1,767E-02	4,743E-02	3N	2,000E-05	21,19	21,18	21,19	21,19	1,012E+05	1,5	2,512E+05	1,960E-16			
		0,15	1,767E-02	4,743E-02	4	1,000E-04	58,00	58,12	58,00	58,04	1,012E+05	2,5	3,512E+05	1,672E-16			

Anexo E (Resistência à carbonatação)

Provetes de referência						
Relação a/c	Tipo de agregado	Provete	Profundidade (mm)			
			28d	56d	91d	
0,55	A.N.	I	5,3	6,5	7,7	
		II	5,6	6,4	7,8	
		Média	5,4	6,4	7,8	
	Stalite	I	5,7	8,0	8,7	
		II	6,1	7,4	8,5	
		Média	5,9	7,7	8,6	
	Leca	I	7,6	10,9	12,6	
		II	8,2	10,5	11,6	
		Média	7,9	10,7	12,1	

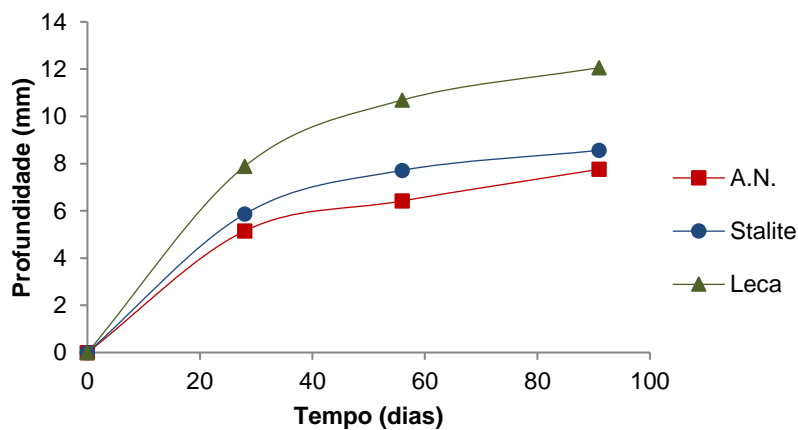


Figura E.1: Curvas carbonatação provetes referência

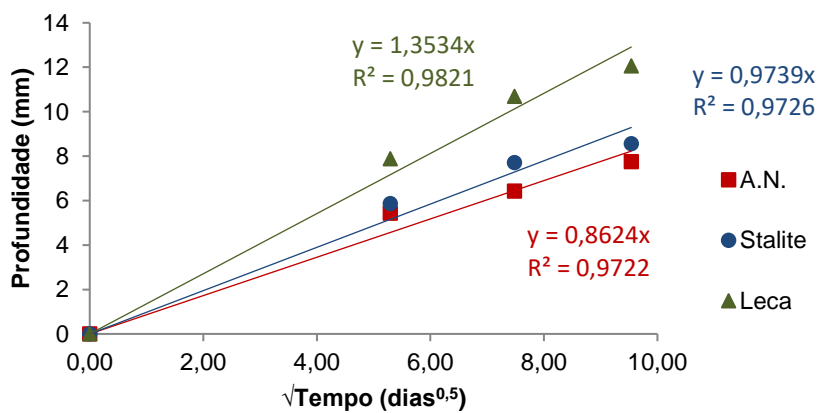


Figura E.2: Curvas carbonatação provetes referência

Provetes com fendas artificiais

Relação a/c	Tipo de agregado	Dimensão fenda (mm)	Provete	Profundidade zona corrente (mm)			Profundidade x _{cf} (mm)			L _f (mm)		
				28d	56d	91d	28d	56d	91d	28d	56d	91d
0,55	A.N.	0,1	I	5,1	6,7	7,6	11,8	15,9	11,7	10	12	10
			II	5,4	6,5	7,4	11,5	12,1	16,7	10	8	13
			Média	5,2	6,6	7,5	11,6	14,0	14,2	10	10	11
		0,2	I	5,5	6,6	8,1	13,0	13,8	15,7	10	10	11
			II	5,6	6,2	7,9	13,9	15,0	15,0	11	11	11
			Média	5,5	6,4	8,0	13,5	14,4	15,3	11	10	11
		0,3	I	5,1	6,0	7,7	15,6	16,9	13,4	13	11	8
			II	5,2	6,9	7,8	15,0	15,0	13,7	12	11	11
			Média	5,2	6,4	7,8	15,3	16,0	13,5	12	11	9
	Stalite	0,1	I	5,2	7,4	8,5	9,1	14,0	15,6	8	11	11
			II	5,5	8,0	8,4	15,6	16,5	16,6	12	13	9
			Média	5,3	7,7	8,5	12,3	15,3	16,1	10	12	10
		0,2	I	6,2	8,0	8,4	16,4	18,2	17,1	13	15	14
			II	6,1	8,1	8,9	14,6	16,9	17,2	13	12	13
			Média	6,2	8,1	8,7	15,5	17,5	17,1	13	13	14
		0,3	I	5,8	7,9	8,8	22,4	15,7	19,3	17	12	15
			II	6,4	7,7	8,3	16,2	18,0	17,3	15	15	13
			Média	6,1	7,8	8,6	19,3	16,9	18,3	16	14	14
	Leca	0,1	I	7,3	11,3	11,5	12,1	14,2	21,8	12	11	12
			II	6,3	10,9	11,3	12,4	17,0	17,3	11	12	12
			Média	6,8	11,1	11,4	12,3	15,6	19,6	12	11	12
		0,2	I	8,1	11,2	12,1	15,9	17,5	22,8	15	16	17
			II	8,5	9,3	10,3	14,9	18,3	22,0	14	17	14
			Média	8,3	10,3	11,2	15,4	17,9	22,4	15	17	15
0,3		I	8,1	10,6	11,6	17,2	17,8	24,1	13	17	12	
		II	8,2	10,8	12,2	16,9	16,7	21,2	13	15	12	
		Média	8,2	10,7	11,9	17,0	17,2	22,6	13	16	12	

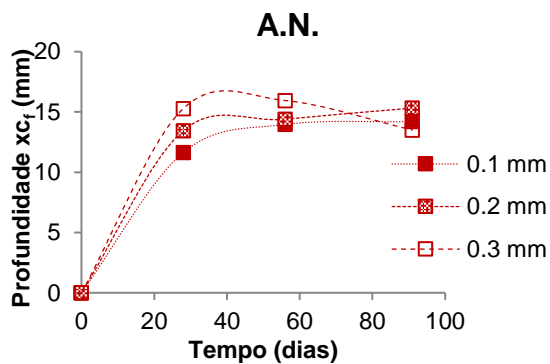


Figura E.3: Curvas carbonatação provetes fendilhados (zona da fenda)

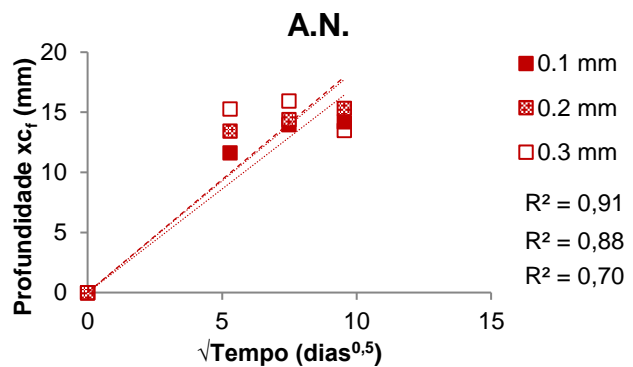


Figura E.4: Curvas carbonatação provetes fendilhados (zona da fenda)

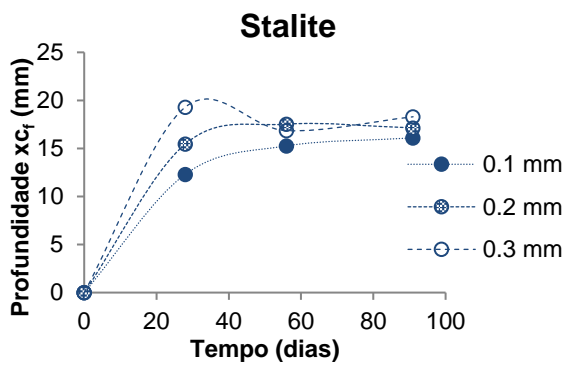


Figura E.5: Curvas carbonatação provetes fendilhados (zona da fenda)

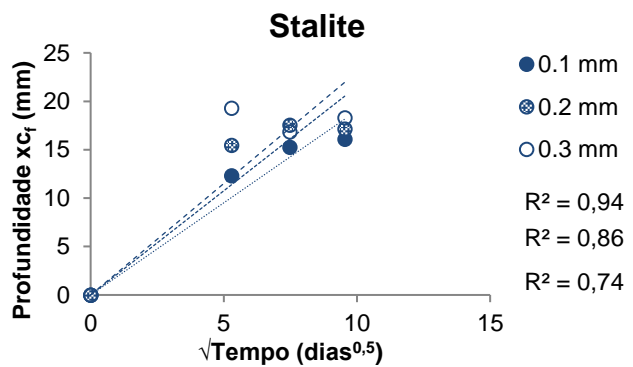


Figura E.6: Curvas carbonatação provetes fendilhados (zona da fenda)

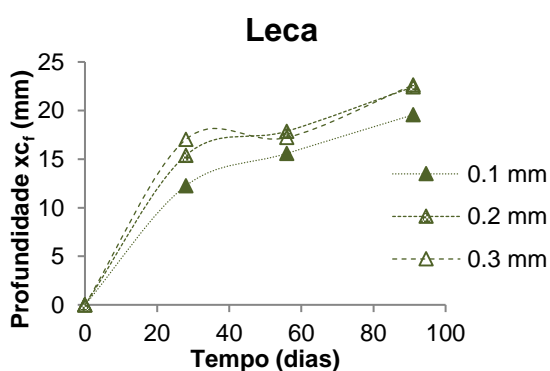


Figura E.7: Curvas carbonatação provetes fendilhados (zona da fenda)

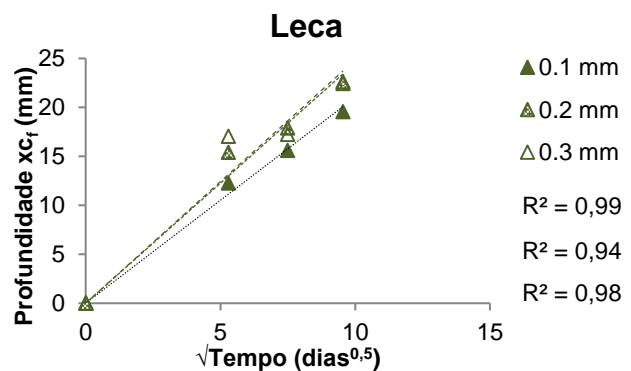


Figura E.8: Curvas carbonatação provetes fendilhados (zona da fenda)

Provetes com fendas naturais

Relação a/c	Tipo de agregado	Dimensão fenda (mm)	Provete	Profundidade (mm)		Profundidade x_{cf} (mm)	
				7d	28d	7d	28d
0,55	A.N.	0,15	I	2,7	4,9	8,1	15,6
			II	2,6	5,0	8,5	12,9
			III	2,8	4,7	8,1	12,0
			Média	2,7	4,9	8,2	13,5
	Leca	0,10	I	3,2	7,4	8,1	16,1
			II	3,7	8,1	8,0	15,7
			III	3,7	7,1	7,6	16,0
			Média	3,5	7,5	7,9	16,0

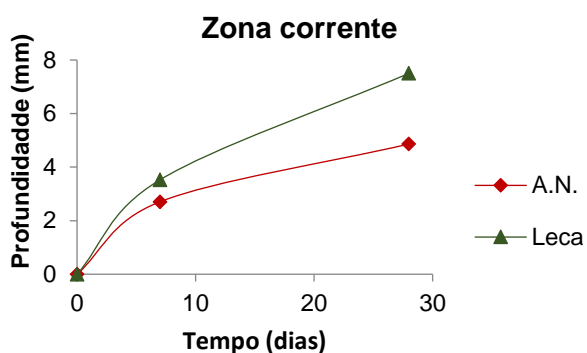


Figura E.9: Curvas carbonatação provetes fendilhados

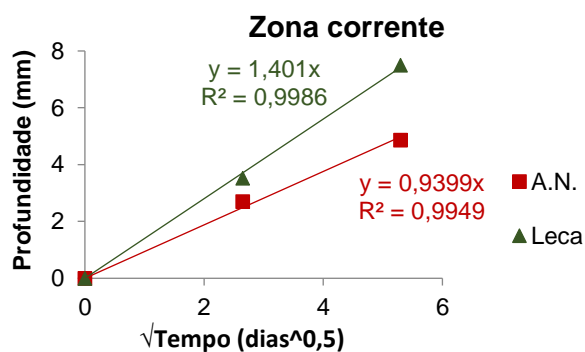


Figura E.10: Curvas carbonatação provetes fendilhados

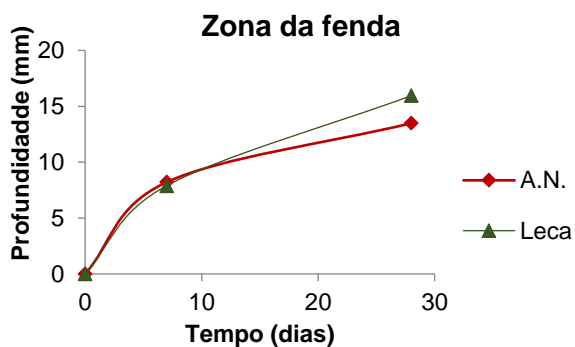


Figura E.11: Curvas carbonatação provetes fendilhados

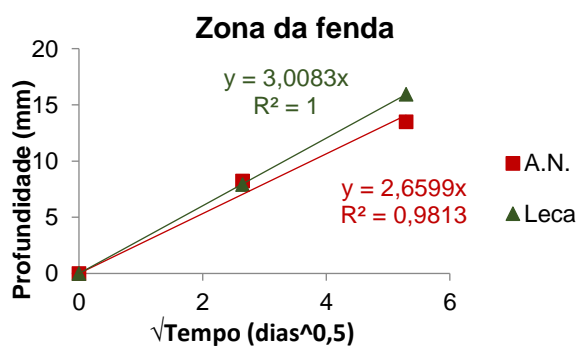


Figura E.12: Curvas carbonatação provetes fendilhados

Anexo F (Resistência à penetração de cloretos)

Provetes de referência

Tipo agregado	Relação a/c	Provete	Espessura provete (mm)	I _{30V} (mA)	U (V)	I _{ajust} (mA)	T _i (°C)	Duração (horas)	I _f (mA)	T _f (°C)	X1	X2	X3	X4	X _{med} (mm)	T _{med} (°C)	Dcl,0 (x10 ⁻¹² m ² /s)
A.N.	0,35	1	48,70	60,00	25	50,00	18,2	16	50,00	21,2	10,73	11,49	12,37	11,52	11,53	19,70	8,81
		2	44,42	60,00	25	50,00	18,2	16	50,00	21,2	12,54	12,27	12,64	12,45	12,48	19,70	8,85
		3	44,47	60,00	25	50,00	18,2	16	50,00	21,2	12,27	12,51	13,65	12,8	12,81	19,70	9,12
	0,55	1	48,50	76,67	25	63,33	18,4	16	70,00	21,4	20,99	19,95	21,32	20,85	20,75	19,9	16,7
		2	49,06	76,67	25	63,33	18,4	16	70,00	21,4	19,64	21,87	21,07	20,94	20,86	19,9	16,9
		3	45,53	76,67	25	63,33	18,4	16	70,00	21,4	20,69	19,40	21,04	20,41	20,38	19,9	15,4
Stalite	0,35	1	48,81	56,67	30	56,67	21,4	16	56,67	24,0	13,21	14,00	13,99	13,71	13,73	22,70	9,03
		2	49,6	56,67	30	56,67	21,4	16	56,67	24,0	13,97	13,08	13,04	13,35	13,36	22,70	8,90
		3	49,55	56,67	30	56,67	21,4	16	56,67	24,0	14,43	13,97	15,03	14,49	14,48	22,70	9,70
	0,55	1	46,19	83,33	20	66,67	19,4	16	76,67	23,2	17,30	18,11	17,55	17,62	17,65	21,30	16,81
		2	51,19	83,33	20	66,67	19,4	16	76,67	23,2	16,97	17,06	18,20	17,42	17,41	21,30	18,17
		3	46,43	83,33	20	66,67	19,4	16	76,67	23,2	17,95	16,98	18,01	17,64	17,65	21,30	16,89
Leca	0,35	1	49,89	70,00	25	55,00	21,2	16	50,00	21,9	12,49	11,81	12,68	12,35	12,33	21,55	9,75
		2	49,52	70,00	25	55,00	21,2	16	50,00	21,9	12,37	11,64	12,53	12,16	12,18	21,55	9,56
		3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,55	1	48,60	93,33	20	60,00	21,5	16	66,67	22,6	17,94	16,95	17,55	17,49	17,48	22,05	17,46
		2	46,54	93,33	20	60,00	21,5	16	66,67	22,6	19,41	18,98	19,52	19,28	19,30	22,05	18,71
		3	44,01	93,33	20	60,00	21,5	16	66,67	22,6	18,74	19,05	20,05	19,29	19,28	22,05	17,75

Provetes fendilhados

Tipo agregado	Relação a/c	Dimensão fenda (mm)	Provete	L _f (mm)	Espessura provete (mm)	I _{30V} (mA)	U (V)	I _{ajust} (mA)	T _i (°C)	Duração (horas)	I _f (mA)	T _f (°C)	X1	X2	X _F	X3	X4	X _{med} (mm)	X _{F,med} (mm)	T _{med} (°C)	Dcl,0 (x10 ⁻¹² m ² /s)	Dcl,ZF (x10 ⁻¹² m ² /s)	
A.N.	0,35	0,1	1	8,8	47,76	60,00	25	50,00	18,3	16	50,00	21,2	13,39	11,60	23,67	12,45	12,5	12,48	23,67	19,75	9,45	18,90	
			2	9,4	42,29	60,00	25	50,00	18,3	16	50,00	21,2	12,62	13,20	24,91	13,67	13,2	13,16	24,91	19,75	8,97	17,81	
			3	8,9	43,78	60,00	25	50,00	18,3	16	50,00	21,2	13,25	12,14	22,46	12,77	12,70	12,72	22,46	19,75	8,92	16,48	
		0,2	1	9,9	50,21	56,67	25	46,67	19,0	16	50,00	21,4	12,04	11,02	24,51	11,37	11,50	11,48	24,51	20,20	9,02	20,58	
			2	9,0	42,29	56,67	25	46,67	19,0	16	50,00	21,4	13,59	12,26	26,51	13,20	13,04	13,02	26,51	20,20	8,88	19,06	
			3	10,8	43,78	56,67	25	46,67	19,0	16	50,00	21,4	12,57	12,25	26,69	13,30	12,73	12,71	26,69	20,20	8,92	19,83	
	0,3	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		2	10,2	47,54	60,00	25	46,67	19,3	16	53,33	21,2	12,17	11,71	29,06	12,37	12,1	12,08	26,00	20,25	9,10	20,84		
		3	14,9	46,93	60,00	25	46,67	19,3	16	53,33	21,2	12,97	12,47	27,64	11,87	12,46	12,44	27,64	20,25	9,28	21,97		
	0,55	0,1	1	9,8	46,12	93,33	20	53,33	19,1	16	60,00	20,7	18,84	18,35	23,14	19,08	18,8	18,76	23,14	19,90	17,86	22,42	
			2	13,0	46,79	93,33	20	53,33	19,1	16	60,00	20,7	18,05	16,72	23,09	-	17,4	17,39	23,09	19,90	16,66	22,67	
			3	8,5	46,25	93,33	20	53,33	19,1	16	60,00	20,7	17,97	16,95	21,64	17,41	17,42	17,44	21,64	19,90	16,54	20,91	
0,3		1	8,9	46,98	76,667	20	50,00	18,9	16	56,67	20,4	17,83	17,12	24,88	18,59	17,8	17,85	24,88	19,65	17,19	24,64		
		2	10,2	46,62	76,667	20	50,00	18,9	16	56,67	20,4	17,25	17,51	22,75	16,54	17,10	17,10	22,75	19,65	16,29	22,22		
		3	10,3	47,86	76,667	20	50,00	18,9	16	56,67	20,4	16,40	16,58	25,54	16,41	16,60	16,50	25,54	19,65	16,04	25,79		

Provetes fendilhados

Tipo agregado	Relação a/c	Dimensão fenda (mm)	Provete	Lf (mm)	Espessura provete (mm)	I _{30V} (mA)	U (V)	I _{ajust} (mA)	T _i (°C)	Duração (horas)	I _f (mA)	T _f (°C)	X1	X2	X _F	X3	X4	X _{med} (mm)	X _{F,med} (mm)	T _{med} (°C)	Dcl ₀ (x10 ⁻¹² m ² /s)	Dcl _{ZF} (x10 ⁻¹² m ² /s)
Stalite	0,35	0,1	1	14,2	48,85	60,00	25	50,00	21,4	16	50,00	21,2	11,93	13,00	32,01	12,09	11,39	12,10	32,01	21,30	9,37	26,74
			2	15,2	47,87	60,00	25	50,00	21,4	16	50,00	21,2	13,17	12,07	31,91	12,09	12,02	12,34	31,91	21,30	9,40	26,15
			3	19,3	48,45	60,00	25	50,00	21,4	16	50,00	21,2	11,98	13,11	31,49	12,82	12,62	12,64	31,49	21,30	9,75	26,08
		0,2	1	18,2	48,94	60,00	25	50,00	21,6	16	50,00	22,5	12,54	12,79	37,40	13,21	12,87	12,85	37,40	22,05	10,04	31,65
			2	13,8	48,82	60,00	25	50,00	21,6	16	50,00	22,5	13,60	12,05	34,28	12,02	12,52	12,56	34,28	22,05	9,77	28,81
			3	15,9	47,57	60,00	25	50,00	21,6	16	50,00	22,5	12,15	11,89	32,75	11,99	12,00	12,01	32,75	22,05	9,09	26,79
	0,3	1	17,4	48,71	60,00	25	50,00	21,2	16	53,33	22,6	12,94	12,24	41,73	10,74	11,91	11,97	41,73	21,90	9,25	35,35	
		2	17,9	48,40	60,00	25	50,00	21,2	16	53,33	22,6	11,90	11,03	35,12	12,39	11,80	11,77	35,12	21,90	9,03	29,30	
		3	13,3	46,47	60,00	25	50,00	21,2	16	53,33	22,6	11,62	12,79	32,65	12,19	12,25	12,20	32,65	21,90	9,05	26,10	
	0,55	0,1	1	10,9	46,65	80,00	25	66,67	19,7	16	73,33	23,0	19,97	20,38	26,83	20,74	20,40	20,36	26,83	21,35	15,82	21,24
			2	9,7	46,15	80,00	25	66,67	19,7	16	73,33	23,0	19,77	21,47	27,20	21,36	20,90	20,87	27,20	21,35	16,08	21,34
			3	12,9	49,05	80,00	25	66,67	19,7	16	73,33	23,0	20,74	20,97	28,68	21,94	21,20	21,22	28,68	21,35	17,32	23,90
0,3		1	14,2	48,67	90,00	20	60,00	23,4	16	60,00	22,5	17,52	16,97	30,87	17,64	17,35	17,38	30,87	22,95	17,42	32,43	
		2	12,9	48,59	90,00	20	60,00	23,4	16	60,00	22,5	17,76	17,99	33,73	17,42	17,70	17,72	33,73	22,95	17,77	35,59	
		3	11,9	47,20	90,00	20	60,00	23,4	16	60,00	22,5	17,37	17,65	26,52	17,56	17,50	17,53	26,52	22,95	17,10	26,78	
Leca	0,35	0,1	1	11,5	50,86	75,00	25	60,00	21,2	16	60,00	22,2	10,81	12,93	28,62	12,15	11,94	11,96	28,62	21,70	9,60	24,70
			2	12,0	50,13	75,00	25	60,00	21,2	16	60,00	22,2	12,47	13,97	27,22	12,97	13,12	13,14	27,22	21,70	10,51	23,10
			3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		0,2	1	11,1	50,99	70,00	25	60,00	21,4	16	55,00	23,2	11,02	11,53	31,05	12,43	11,62	11,66	31,05	22,30	9,37	27,05
			2	12,0	49,20	70,00	25	60,00	21,4	16	55,00	23,2	10,87	11,59	32,03	12,68	11,80	11,71	32,03	22,30	9,12	27,03
			3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,3	1	15,0	49,01	75,00	25	60,00	21,3	16	60,00	23,3	12,44	12,29	33,55	11,97	12,20	12,23	33,55	22,30	9,54	28,28	
		2	13,6	50,46	75,00	25	60,00	21,3	16	60,00	23,3	12,24	12,15	33,65	12,96	12,40	12,45	33,65	22,30	9,98	29,16	
		3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,55	0,1	1	11,7	46,08	100,00	20	63,33	21,2	16	66,67	22,7	18,64	17,84	33,10	18,97	18,42	18,48	33,10	21,95	17,68	33,09
			2	10,0	47,31	100,00	20	63,33	21,2	16	66,67	22,7	17,83	17,97	29,06	18,97	18,20	18,26	29,06	21,95	17,86	29,51
			3	11,5	46,04	100,00	20	63,33	21,2	16	66,67	22,7	19,01	18,34	34,94	19,10	-	18,82	34,94	21,95	18,01	35,02
0,3		1	10,2	45,18	106,67	20	70,00	22,2	16	73,33	23,6	18,66	19,09	35,20	18,40	18,80	18,72	35,20	22,90	17,65	34,78	
		2	15,2	46,11	106,67	20	70,00	22,2	16	73,33	23,6	18,73	17,99	38,71	18,25	18,41	18,32	38,71	22,90	17,57	39,21	
		3	11,1	45,62	106,67	20	70,00	22,2	16	73,33	23,6	18,84	19,64	37,25	17,90	18,70	18,79	37,25	22,90	17,89	37,27	