



Instituto Superior de Engenharia

Politécnico de Coimbra

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular.

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Especialização em Construção Urbana

Autor

Tiago Soares Rodrigues

Orientador

Hugo Sérgio Sousa Costa

Co-Orientador

Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Coimbra, outubro de 2023

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível devido à contribuição de todos que fizeram parte deste percurso académico.

Apresento os meus sinceros agradecimentos ao Professor Hugo Costa e Professor Ricardo do Carmo, pela excelente orientação e suporte, o gosto em transmitir conhecimento e toda a paciência ao longo desta etapa.

Ao Departamento de Engenharia Civil, pela disponibilização do Laboratório de materiais de construção e do Laboratório de Estruturas, juntamente com os seus recursos, permitindo a realização desta dissertação.

Ao técnico do Laboratório, António Amaral, pela constante boa disposição e ajuda, e à D. Elisabete do DEC, pelas conversas e palavra amiga.

Aos professores ao longo do meu percurso académico, contribuindo para a minha formação.

Aos meus amigos e colegas, pois são os que tornam este percurso memorável.

E por fim, um especial agradecimento aos meus pais e irmão, por tudo.

Obrigado.

*Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho
reforçados com fibras para pré-fabricação modular*

RESUMO

O betão é atualmente o material mais utilizado na construção, uma vez que diariamente são construídas, reabilitadas ou demolidas, inúmeras estruturas de betão. O cimento é o componente principal do betão, com um consumo global em 2022 de 4,1 mil milhões de toneladas. Considerando que a população está em crescimento, prevê-se que a necessidade de construção na área das estruturas de betão continue a crescer e, com isso, a contínua necessidade de melhorar o desempenho do betão, assim como a otimização da formulação. Nas últimas décadas tem havido enormes avanços tecnológicos no que diz respeito ao betão material, com melhorarias significativas nas propriedades do betão.

O betão de ultra-elevado desempenho - UHPC (*Ultra-High Performance Concrete*) - é consequência dessa melhoria, exibindo resistências à compressão consideravelmente superiores às dos betões convencionais. O elevado nível de desempenho é resultado da utilização de elevadas proporções de cimento, baixa relação água/ligante e elevada compacidade, originando uma microestrutura muito densa e pouco porosa. Estas características são também úteis para resolver um outro problema das estruturas de betão convencional, a degradação ao longo do tempo, pois uma matriz ultra-densa e pouco porosa é muito eficaz no aumento da durabilidade. No sentido de aumentar a resistência à tração e mitigar o comportamento frágil da matriz, consequência da microestrutura densa, o UHPC é frequentemente reforçado com fibras. Estas ajudam a controlar a fendilhação e, eventualmente, permitem reduzir ou eliminar a taxa de armaduras de reforço em certas aplicações, como o mobiliário urbano. Estas características permitem construir elementos estruturais mais duráveis e de menores dimensões, consequentemente mais leves do que as estruturas produzidas com betão armado convencional.

Contudo, o uso de elevadas quantidades de cimento é bastante prejudicial no que se refere à sustentabilidade e impacte ambiental, pois a produção de cimento Portland implica a libertação de elevadas quantidades de CO₂ para a atmosfera, além de aumentar bastante o custo do produto. Portanto, em linha com a tendência de desenvolvimento de betões com menor pegada carbónica, existe a necessidade de substituir parcialmente o cimento Portland do UHPC por materiais mais sustentáveis e menos dispendiosos. A utilização de fibras orgânicas, alternativas ou em combinação com as microfibras metálicas, também contribui para melhoria da sustentabilidade do UHPC. As vantagens identificadas, aliadas aos benefícios da pré-fabricação, fazem com que o UHPC com formulação eco-eficiente (eco-UHPC) possa ser utilizado na construção pré-fabricada para torná-la mais competitiva, em

termos ambientais e económicos. As estruturas de eco-UHPC têm elevado potencial de qualidade de acabamento, poderão ser muito mais leves, reduzindo as despesas com o transporte e montagem, e serão certamente mais duráveis e com menor necessidade de manutenção.

A presente dissertação tem como principal objetivo desenvolver e caracterizar as propriedades mecânicas de diferentes eco-UHPC, formulados com reduzidas proporções de cimento. Foram formuladas e produzidas 19 misturas diferentes, divididas entre 3 séries, com variações do tipo de agregados, de fibras e de adições, com o objetivo de estudar a influência paramétrica nas respetivas propriedades, em comparação com a referência de UHPC convencional.

Palavras-chave: eco-UHPC, composição, propriedades mecânicas, cimento, adições, fibras.

ABSTRACT

Concrete is currently the most used material in construction, since countless concrete structures are built, rehabilitated or demolished every day. Cement is the main component of concrete, with a global consumption of 4.1 billion tons in 2022. Considering that the population is growing, it is expected that the need of construction in the area of concrete structures will continue to grow and, with that, the continuous necessity of improvement of concrete performance, as well as the optimization of its formulation. In recent decades there have been major technological advances in concrete material, with significant improvements in its properties.

Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) is a consequence of this improvement, exhibiting considerable higher compressive strength than conventional concrete. The high-performance level is a result of the use of high cement proportions, low water/binder ratio and high compacity, causing a very dense microstructure and low porosity. These characteristics help us solve another problem of conventional concrete structures, its degradation over time because an ultra-dense matrix and low porosity are very effective in improving the durability. In order to increase tensile strength and mitigate the brittle behavior of the matrix, a consequence of the dense microstructure, UHPC is frequently reinforced with fibers. This helps to control cracking and, eventually, allow to reduce or even eliminate any reinforcement of the concrete in certain applications, such as urban furniture. These characteristics make it possible to build smaller and more durable structural elements, which are consequently lighter than structures built with conventional reinforced concrete.

However, the use of large quantities of cement has a very damaging impact on the environment and sustainability, as the production of Portland cement releases large quantities of CO₂ into the atmosphere, as well as greatly increasing the cost of the product. Therefore, in line with the trend towards developing concretes with lower carbon footprint, there is a need to replace partially the Portland cement in UHPC with more sustainable and less expensive materials. The use of organic fibers, either as alternatives or in combination with metallic microfibers, also contributes to improving the sustainability of UHPC. The identified advantages, combined with the benefits of prefabrication, mean that UHPC with an eco-efficient formulation (eco-UHPC) can be used in prefabricated construction to make it more competitive in both environmental and economic aspects. Eco-UHPC structures not only have a have high potential for quality finishes, as they can be much lighter, thus reducing

transportation and assembly costs, and will certainly be more durable and require less maintenance.

The main objective of the present dissertation is to develop and characterize the mechanical properties of different eco-UHPC, formulated with reduced proportions of cement. Nineteen different mixtures were formulated and produced, divided into 3 series, varying in the type of aggregates, fibers and additions with the objective of studying the parametric influence on the respective properties, in comparison with conventional UHPC for reference.

Keywords: eco-UHPC, composition, mechanical properties, cement, additions, fibers.

*Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho
reforçados com fibras para pré-fabricação modular*

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	ii
RESUMO	ii
ABSTRACT	v
ÍNDICE.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS.....	xiv
SIMBOLOGIA.....	xv
ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS	xvii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento do tema.....	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Estrutura da Tese	3
1.4. Âmbito do Projeto da Dissertação.....	4
2. BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO	6
2.1. Panorama histórico e evolução.....	6
2.2. Principais influenciadores para a evolução do desempenho.....	7
2.3. Formulações.....	10
2.4. Vantagens e desvantagens do UHPC	14
2.5. Comportamento dos betões correntes e de UHPC quando sujeito a temperaturas elevadas.....	19
2.6. Aplicações práticas de UHPC.....	22
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	29
3.1. Materiais utilizados na formulação do UHPFRC.....	29
3.1.1. Massa volúmica do material ligante.....	30
3.1.2. Massa volúmica do material granular.....	32
3.1.3. Propriedades das fibras.....	33
3.1.4. Cimento Portland	34

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

3.1.5.	Adições	38
3.1.6.	Agregados.....	47
3.1.7.	Água e superplastificante.....	48
3.1.8.	Fibras	49
3.2.	Formulações.....	51
3.3.	Descrição dos ensaios para caracterização das propriedades mecânicas ..	56
3.3.1.	Resistência à compressão	56
3.3.2.	Módulo de Elasticidade	58
3.3.3.	Resistência à tração por flexão.....	59
3.3.4.	Resistência à tração direta.....	61
3.3.5.	Flexão Pura.....	62
3.3.6.	Resistência à tração por compressão diametral	63
3.3.7.	Resistência à tração por flexão simples – Energia de Fratura e tensão residual ⁶⁵	
3.3.8.	Ensaio para estudar as propriedades mecânicas dos UHPC após exposição a temperaturas elevadas	68
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	70
4.1.	Resistência à Compressão	70
4.2.	Módulo de Elasticidade	78
4.3.	Resistência à Tração por Flexão.....	80
4.4.	Resistência à Tração Direta.....	86
4.5.	Flexão Pura	90
4.6.	Resistência à Tração por Compressão Diametral	95
4.7.	Resistência à Tração por Flexão Simples – Energia de Fraturas; Tensão Residual.....	99
4.8.	Propriedades Mecânicas de Betões UHPC após exposição a elevadas temperaturas	106
4.8.1.	Provetes após exposição a altas temperaturas	106
4.8.2.	Resistência à compressão	109
4.8.3.	Resistência à tração por flexão.....	110

4.8.4. Considerações sobre a influência da exposição a temperaturas elevadas no desempenho mecânico	111
5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	113
5.1. Conclusões	113
5.2. Trabalhos Futuros	115
REFERÊNCIAS	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução ao longo dos anos: a) da produção de cimento (Aïtcin, 2000); b) da resistência à compressão (Spasojevic, 2008).....	7
Figura 2.2 – Influência de W/C no espalhamento - <i>Slump flow</i> (Tjaronge et al., 2003)	8
Figura 2.3 – Influência do rácio W/C na resistência à compressão (Tjaronge et al., 2003)	8
Figura 2.4 – Betão Convencional vs Betão UHPC (Mishra & Singh, 2019).....	15
Figura 2.5 – Comparação de características físicas de um elemento viga de aço, betão UHPC, pré-esforçado e armado (Voort <i>et al.</i> , 2008).....	16
Figura 2.6 – Comportamento mecânico (tensão-deformação) de betões UHPFRC, HPC e OPC (Corinaldesi & Moriconi, 2012).	17
Figura 2.7 – Comparação de custo de ciclo de vida de uma solução UHPC (Ductal) e uma solução convencional (Harris, 2004).	18
Figura 2.8 – Water Tower Place, Chicago, 1970.	22
Figura 2.9 – a) Detalhe de projeto da secção transversal da estrutura; b) Secção pré-fabricada a ser preparada para montagem (Blais & Couture, 1999).....	24
Figura 2.10 – a) Detalhe dos elementos UHPC; b) Vista aérea da pista do aeroporto de Haneda.	25
Figura 2.11 – a) Colunas de suporte da fachada; b) Fachada reticulada a ser aplicada.....	26
Figura 2.12 – a) Rotação da secção transversal; b) Cobertura em construção.....	26
Figura 2.13 – a) Felix Candela (1958); b) Heinz Isler (1973).....	27
Figura 2.14 – Cobertura em casca de betão, Chiasso Suíça (Muttoni <i>et al.</i> , 2013).....	27
Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados naturais.....	33
Figura 3.2 – Evolução da resistência para diferentes tipos de cimento (I e IV) com e sem incorporação de cinzas volantes classe F (Samarin & Ashby, 1983).....	42
Figura 3.3 – Evolução da resistência à compressão com variação da percentagem de sílica de fumo (Kadri <i>et al.</i> , 2012; Wu <i>et al.</i> , 2019).....	47
Figura 3.4 – Característica das fibras (Micelli <i>et al.</i> , 2020).....	50
Figura 3.5 – Densidade das fibras (2% volume) num betão de elevado desempenho (Acker & Behloul, 2004).....	50
Figura 3.6 – Ensaio de caracterização da resistência à compressão do UHPCs desenvolvidos.	58
Figura 3.7 – Ensaio do módulo de elasticidade.	59
Figura 3.8 – Ensaio de caracterização da resistência à tração por flexão.	61
Figura 3.9 – Provetes <i>dog-bone</i> : a) moldes dos provetes; b) esquema do ensaio de tração direta; c) provetes fendilhados após ensaio.....	62

Figura 3.10 – Ensaio para determinar a resistência à flexão pura.....	63
Figura 3.11 – Ensaio de caracterização das resistências à tração por compressão diametral.	65
Figura 3.12 – Ensaio de resistência à flexão simples de 3 pontos, em provetes de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$	65
Figura 3.13 – Ensaio de caracterização da resistência à tração por flexão simples – energia de fratura.....	66
Figura 3.14 – Ensaio da resistência à tração por flexão simples – Energia de fratura e tensão residual.....	67
Figura 3.15 – Mufla Eléctrica.....	68
Figura 3.16 – Ensaio de resistência à compressão e à tração por flexão simples.	69
Figura 4.1 – Resultados de resistências à compressão das várias misturas, ao longo do tempo... 72	
Figura 4.2 - Resultados das resistências à compressão aos 28 dias, por séries, normalizados à referência M0.....	75
Figura 4.3 - Resultados dos valores médios das resistências mecânicas à compressão, por séries, aos 28, 56, 90 e 150 dias.....	76
Figura 4.4 - Evolução das resistências médias à compressão com a idade, usando provetes cúbicos de 50mm de aresta.	77
Figura 4.5 – Resistência média à compressão e desvios usando provetes cúbicos com 50mm de aresta, em diferentes idades (28, 56 e 90 dias).	77
Figura 4.6 - Comparação das resistências à compressão em provetes cúbicos e prismáticos, respetivamente.....	78
Figura 4.7 – Resultados do ensaio do módulo de elasticidade, por séries, aos 56 dias.....	79
Figura 4.8 - Evolução das resistências mecânicas à tração por flexão, com a idade.	82
Figura 4.9 - Resultados das resistências à tração por flexão, por séries e por idades, normalizados à referência M0.....	84
Figura 4.10 – Resultados dos valores médios das resistências mecânicas à tração por flexão, por séries, aos 28, 56, 90 e 150 dias.....	86
Figura 4.11 - Correlação entre as resistências à tração por flexão e por compressão.....	86
Figura 4.12 - Gráficos Força/Alongamento do ensaio de tração direta nos provetes M0, M3 e M4.	88
Figura 4.13 - Curvas tensão-extensão do ensaio de tração direta nos provetes M0, M3 e M4.	90
Figura 4.14 - Curvas tensão/deslocamento do ensaio de flexão pura, por séries.	92
Figura 4.15 – Resultados dos valores máximos de tensão, do ensaio de flexão pura, por séries.. 94	
Figura 4.16 – Rácio Flexão Pura/ Flexão Simples.....	94
Figura 4.17 – Resultados dos valores das resistências mecânicas à tração por compressão diametral, por séries.	97

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

Figura 4.18 – Rácio entre as resistências à tração por compressão diametral e à flexão pura das misturas.	98
Figura 4.19 – Resultados dos valores das resistências mecânicas à tração por compressão diametral, série betões caracterizados.	99
Figura 4.20 – Resultados de resistência à flexão simples de 3 pontos, em provetes de 100×100×500mm ³	100
Figura 4.21 – Caracterização da resistência à tração por flexão simples de M0 – Energia de Fratura.	101
Figura 4.22 – Caracterização da resistência à tração por flexão simples de M3 – Energia de Fratura.	102
Figura 4.23 – Caracterização da resistência à tração por flexão simples de M4 – Energia de Fratura.	103
Figura 4.24 – Resultados dos valores da Energia de Fratura.	104
Figura 4.25 - Resultados da tensão residual, CMOD _j , relacionando com a tensão de pico dos ensaios.	106
Figura 4.26 – Proвете prismático e cúbico após exposição a 300°C.	107
Figura 4.27 – Proвете prismático e cúbico após exposição a 500°C.	107
Figura 4.28 – Proвете prismático e cúbico após exposição a 700°C.	108
Figura 4.29 – Proвете cúbico após exposição a 700°C e após realização do ensaio de resistência à compressão.	108
Figura 4.30 – Resistência à compressão após exposição a temperaturas elevadas.	110
Figura 4.31 – Resistência à tração por flexão após exposição a temperaturas elevadas.	111
Figura 4.32 – Rácios das resistências em relação ao valor de referência (20°C).	111

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Composições típicas RPC, (Richard & Cheyrezy, 1995).	12
Tabela 2.2 – Composição típica do UHPC Ductal.	12
Tabela 2.3 – Exemplos de composições UHPC (Fehling <i>et al.</i> , 2014).	13
Tabela 2.4 – Intervalo de massa dos constituintes de um UHPC, (Voort <i>et al.</i> 2008).	13
Tabela 2.5 – Exemplos de composições UHPC com reduzida quantidade de cimento, (Randl <i>et al.</i> , 2014).	14
Tabela 2.6 – Diferença entre betão convencional e UHPC, (Mishra & Singh, 2019).	15
Tabela 2.7 – Propriedades melhoradas com aplicação de HPC e UHPC (Fernandes, 2011).	16
Tabela 2.8 – Pontes no Japão com betão de elevada resistência, 1970s. Adaptado de (ACI Committee 363, 1992).	23
Tabela 3.1 - Materiais utilizados nas formulações UHPFRC.	30
Tabela 3.2 - Massa volúmica dos ligantes.	31
Tabela 3.3 - Massa volúmica do material granular.	32
Tabela 3.4 - Massa volúmica dos agregados.	33
Tabela 3.5 - Propriedades das fibras.	34
Tabela 3.6 - Características dos componentes do clínquer Portland.	35
Tabela 3.7 - Os 27 produtos da família de cimentos correntes normalizados.	37
Tabela 3.8 - Requisitos mecânicos e físicos expressos como valores característicos especificados.	37
Tabela 3.9 - Composição típica de Escória granulada de alto-forno, % (Sato, 2006).	44
Tabela 3.10 – Formulação ponderal tradicional do UHPC.	51
Tabela 3.11 - Formulação das misturas de referência.	53
Tabela 3.12 – Formulação da Série 1 – variação do tipo de agregado.	54
Tabela 3.13 - Formulação da Série 2 – variação do tipo de fibras.	55
Tabela 3.14 - Formulação da Série 3 – variação do tipo de adições.	56
Tabela 3.15 – Constituintes da mistura.	69
Tabela 4.1 - Valores do módulo de elasticidade em provetes de 100×100×400mm ³	80
Tabela 4.2 - Resultados dos valores da Energia de Fratura.	104
Tabela 4.3 - Resultados dos valores da Tensão Residual.	105

SIMBOLOGIA

A_c - Área da Secção transversal do Provete

A_{lig} - Área efetiva do Provete

CMOD - *Crack Mouth Opening Displacement*

d_1 - Dimensão Lateral do Provete, 1

d_2 - Dimensão Lateral do Provete, 2

E_c - Módulo de Elasticidade

F - Carga máxima à Rotura

f_c - Resistência à compressão

f_{cf} - Resistência à Flexão

f_{cm} - Tensão média de rotura aos 28 dias de idade

$f_{cm}(t)$ - Tensão Média de rotura do betão à compressão à idade t (dias)

f_{ct} - Resistência à tração por Compressão Diametral

$f_{ctm,f}$ - Resistência à Tração por Flexão aos 28 dias de idade

$f_{ctm,f}(t)$ - Tensão média de rotura do Betão à Tração por Flexão à idade t (dias)

F_j - Carga Atuante no centro do Provete

$f_{R,j}$ - Tensão Residual

f_t - Resistência à Tração

G_F - Energia de Fratura

h_{sp}^2 - Altura do provete desde o topo até ao entalhe

L - Distância entre os Roletes inferiores de Apoio

s - Coeficiente que depende do tipo/classe do cimento

t - Idade do Betão, em dias

W - Módulo de Flexão

W_0 - Área limitada pela curva do gráfico Força-Deslocamento

α - Coeficiente que varia com o tempo, t , considerando condições de cura e secagem

β - Coeficiente de endurecimento do betão

δ_0 - Deflexão máxima do Provete

ΔL_m - Alongamento médio registado

ϵ - Extensão

$\epsilon_{a,n}$ - Extensão correspondente à Tensão σ_a medida no n-ésimo ciclo da carga-descarga

$\epsilon_{b,n}$ - Extensão correspondente à Tensão σ_b medida no n-ésimo ciclo da carga-descarga

σ_a - Tensão máxima aplicada

σ_b - Tensão inicial aplicada

ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

AC - Antes de Cristo

ACI - *American Concrete Institute*

Al₂O₃ - óxido de Alumínio

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

C₂S - Silicato bicálcico

C₃A - Aluminato tricálcico

C₃S - Silicato tricálcico

C₄AF - Aluminoferrato tetracálcico

CaCO₃ - Carbonato de Cálcio

CaO - Óxido de Cálcio

CH - Hidróxido de Cálcio

CO₂- Dióxido de Carbono

COM - *Compressive Packing Model*

CSH - Silicato de Cálcio Hidratado

DC - Depois de Cristo

EAFS - *Electric Arc Furnace Slag*

EC2 - Eurocódigo 2

ESTG-IPLeia - Escola Superior de Tecnologia e Gestão - Instituto Politécnico de Leiria

FA - *Fly Ash*

FCTUC - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

FCT-UNL - Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa

Fe₂O₃ - Óxido de Ferro (III)

GEFS - *Ground Electric-Furnace Slag*

GGBS - *Ground Granulated Blast-Furnace Slag*

GP - *Glass Powder*

ISEC-IPC - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra - Instituto Politécnico de Coimbra

IST-UL - Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa

K₂O - Óxido de Potássio

LF - *Limestone Filler*

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LPDM - *Linear Packing Density Model*

LVDT - *Linear Variable Differential Trasnformer*

MgO - Óxido de Magnésio

Na₂O - Óxido de Sódio

NP EN - Norma Portuguesa *European Norm*

OPC - *Ordinary Performance Concrete*

PCE - *Polycarboxylate Superplasticizer*

PVA - *Polyvinyl Alcohol*

PZZ - *Natural Pozzolana*

RILEM - Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages

RPC - *Reactive Powder Concrete*

SCM - *Supplementary cementitious materials*

SF - *Silica Fume*

SiO - Monóxido de Silício

SiO₂ - Dióxido de Silício

SO₃ - Óxido Sulfúrico

SSM - *Solid Suspension Model*

UHPC - *Ultra-High Performance Concrete*

UHPFRC - *Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete*

W/B - *Water/ Binder*

W/C - *Water/ Cement*

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento do tema

O betão está fortemente presente nas construções da sociedade desde o séc. XIX (Appleton, 2005), tornando-se rapidamente o material favorito na indústria da construção pela versatilidade e baixo custo. A razão deve-se às características do betão: i) um material moldável no estado fresco; ii) elevada resistência à compressão obtida após a cura; iii) facilidade de produção e aplicação, quando comparado a outros materiais de construção. O avanço tecnológico mais recente tem permitido o forte desenvolvimento na área do betão estrutural e material, surgindo betões de ultra-elevado desempenho, que se caracterizam por uma elevada resistência à compressão (>150 MPa) (Eide & Hisdal, 2012; Yoo & Banthia, 2016) e ultra elevada durabilidade (UHPC), muito superior à dos betões convencionais. Estas características são obtidas devido à microestrutura ultra-densa, resultante da utilização de elevadas dosagens de cimento e adições, e de uma relação água/cimento otimizada (Gowda. T. *et al.*; Zhou *et al.*, 2021). Porém, uma consequência do aumento da resistência à compressão é a perda de ductilidade, levando a uma rotura frágil do betão. Este problema foi ultrapassado com a incorporação de fibras na matriz do betão (Nguyen *et al.*, 2013; Wille *et al.*, 2011), que garantem a ductilidade e a resistência à tração necessárias. Este tipo de betão de ultra-elevado desempenho denomina-se de *Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete* (UHPFRC), embora seja aceite apenas a designação UHPC. As fibras podem variar consoante o tipo de material, dimensão e forma, sendo usadas maioritariamente microfibras metálicas.

Para a produção de UHPC utilizam-se habitualmente elevadas dosagens de cimento, até cerca de 3 a 4 vezes superior à dos betões convencionais (X. Wang *et al.*, 2021). Essas quantidades de cimento tornam a solução muito pouco sustentável e altamente dispendiosa, uma vez que cerca de 850 kg de CO₂ são libertados para a atmosfera com a produção de 1 tonelada de cimento Portland (C. Li *et al.*, 2011; Turner & Collins, 2013). Por esse motivo, tem sido investigada a produção de UHPC com menores quantidades de cimento, usando várias adições como substitutos parciais, mantendo as propriedades mecânicas e de durabilidade expectáveis dos UHPC (Zhang & Zhao, 2017).

A pré-fabricação dos elementos estruturais apresenta várias vantagens em relação às de estruturas de betão betonadas *in-situ*, tais como: os elementos são fabricados em

condições estabilizadas e com enorme controlo de qualidade, maior especialização técnica no projeto, planeamento e execução, menor quantidade de recursos em obra, prazos de execução mais reduzidos, entre outros. No entanto, a pré-fabricação acarreta também algumas desvantagens, tais como: as limitações existentes ao transporte desde a fábrica até ao local da obra, a necessidade de mão de obra mais especializada, equipamento mais pesado na montagem e, em regra geral, a exigência de um maior rigor na execução dos elementos e das obras acessórias necessárias à construção *in-situ*.

Uma vez que o uso de UHPC na construção de elementos estruturais apresenta muitas vantagens, como a elevada capacidade mecânica, as peças podem ter menores dimensões, isto é, podem ser mais esbeltas e, conseqüentemente, mais leves (Nematollahi *et al.*, 2011), os custos de transporte de peças de UHPC prefabricadas ficam também mais reduzidos. O fato destas peças serem mais leves e esbeltas reflete-se também numa maior facilidade no manuseamento, transporte e montagem, quando comparadas com elementos produzidos com betão convencional (Spasojevic, 2008); para obter as mesmas capacidades resistentes dos elementos produzidos com UHPC, as dimensões das secções transversais terão de ser notavelmente superiores. Também no panorama da construção tradicional, os elementos estruturais podem ter secções transversais reduzidas, para disfarçar e integrar arquitetonicamente estes elementos, para embutir nas paredes ou lajes, mantendo uma capacidade estrutural superior. A menor massa dos elementos permite vencer maiores vãos, torna a estrutura muito mais leve, resultando diretamente numa diminuição da carga de dimensionamento e da quantidade de material de reforço necessário. A maior durabilidade do betão UHPC permite a construção de estruturas com uma maior vida útil, havendo menor manutenção ou obras de intervenção, conseqüentemente, por todos os fatores referidos, há um aumento da sustentabilidade, apesar da maior pegada inicial na fase de produção.

Mais recentemente o avanço tecnológico na indústria do betão tem-se focado no uso de materiais e técnicas para tornar este setor mais eficiente e sustentável. A presente dissertação aborda o desenvolvimento e a caracterização de betões UHPC, produzidos com menores quantidades de cimento do que o habitual para este tipo de betões. A caracterização está focada essencialmente nas propriedades mecânicas. Este trabalho foi desenvolvido essencialmente para a indústria da pré-fabricação, aliás foi realizado no âmbito de um projeto de investigação designado *Pre-Shell*, cujo objetivo principal consistiu em produzir cascas modulares prefabricadas em UHPC, assembladas e estabilizadas com recurso a pré-esforço.

1.2. Objetivos

O objetivo principal desta dissertação é desenvolver soluções de eco-UHPC e realizar a respetiva caracterização das propriedades mecânicas, para utilização na pré-fabricação.

O desenvolvimento do eco-UHPC parte do estudo de betões UHPC, adotando uma abordagem de formulação que visa reduzir a quantidade de cimento através da sua substituição por adições/resíduos, procurando manter as características mecânicas dos UHPC convencionais. Foram desenvolvidas múltiplas formulações com variação dos seguintes parâmetros: fração granulométrica dos agregados, adições e fibras, de forma a otimizar as misturas para obter os melhores resultados.

A caracterização mecânica dos eco-UHPC formulados tem como objetivo avaliar as principais propriedades mecânicas, comparando-as com os valores de UHPC convencionais, através da realização dos seguintes ensaios: resistência à compressão, resistência à tração por flexão simples e flexão pura, resistência à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade.

A influência das fibras no betão UHPC foi um dos objetivos específicos definidos para esta tese, procurando-se avaliar a sua influência em termos de resistência e ductilidade. Realizou-se um estudo mais aprofundado sobre soluções alternativas, usando combinações híbridas das fibras de reforço. Além dos ensaios de caracterização mecânica previamente mencionados, efetuaram-se ensaios de tração direta e ensaios para determinar a energia de fratura e as tensões residuais. Por fim, também se definiu como objetivo a análise da influência da exposição dos UHPCs a temperaturas elevadas nas propriedades mecânicas.

1.3. Estrutura da Tese

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos, incluindo o presente capítulo.

No primeiro capítulo é feito um enquadramento inicial do tema abordado ao longo do documento, são apresentados os objetivos que se procuram atingir, a estrutura do documento, e o âmbito do projeto que deu origem à presente dissertação.

O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica de betões de elevado desempenho. Inicialmente é apresentado um enquadramento histórico e a evolução

destes betões, sendo posteriormente apresentando diversas formulações tradicionais. É ainda explicado algumas vantagens e desvantagens do UHPC e, por fim, apresentam-se diferentes aplicações práticas de UHPC.

No terceiro capítulo é apresentado o programa experimental da dissertação, caracterizando-se os constituintes, material ligante, material granular e as fibras, sendo depois realizado um breve resumo da origem e constituição dos diferentes materiais utilizado nas formulações. São apresentadas as várias formulações, divididas por séries, que serão caracterizadas em termos de desempenho mecânico. É ainda descrito os ensaios realizados para a caracterização das propriedades mecânicas, o tipo e dimensões de provetes a usar e as fórmulas de cálculo utilizadas.

Os resultados são apresentados no quarto capítulo, realizando-se uma análise e discussão detalhada, nomeadamente, o efeito das variações dos constituintes e dos respetivos parâmetros de cada série nas propriedades mecânicas.

Por fim, no quinto capítulo são resumidas as conclusões principais do estudo experimental realizado e trabalhos futuros.

1.4. Âmbito do Projeto da Dissertação

A presente dissertação foi desenvolvida no âmbito da atividade de desenvolvimento do material para o Projeto PRE-SHELL – Prefabricated Ultra Thin Concrete Shells. Projeto realizado copromoção entre a empresa Spral, FCT-UNL, ISEC-IPC, IST-UL, FCTUC, ESTG-IPLeiria, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Acordo de Parceria Portugal 2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020).

O projeto PRE-SHELL teve como objetivo principal desenvolver uma solução pré-fabricada modular para cascas de betão em betão eco-UHPC reforçado com fibras. As cascas tradicionais, de importância arquitetónica e estrutural, têm sobretudo a desvantagem do custo associado à sua produção, requerendo cofragens de elevada especificidade e cimbragem de elevada densidade, geralmente não reutilizáveis. Tendo presente este contexto, os objetivos fundamentais do projeto foram o desenvolvimento de uma solução estrutural pré-fabricada para cascas de betão, que permita reduzir o seu custo de construção em 25%, comparativamente a uma solução tradicional betonada *in-situ*. Além disso, procurou-se estimular a obtenção de formas livres estruturais, acompanhando as mais recentes tendências arquitetónicas, garantir uma maior qualidade do produto final através da pré-

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

fabricação e reduzir o tempo de execução. Pretendeu-se, assim, aumentar a viabilidade económica desta tipologia estrutural, o que permitirá a construção de obras emblemáticas a mais baixo custo. Este projeto pretende ser também uma resposta do betão estrutural a maiores exigências arquitetónica atuais para sistemas de estruturas de formas livres.

2. BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO

2.1. Panorama histórico e evolução

Na história do betão, é possível datar a sua primeira utilização a 5600 AC, em Lepenski Vir, atual Sérvia, usado num pavimento térreo de uma habitação, com cal parda como ligante (Stanley, 1982). Durante vários anos, foram usados diferentes tipos de argamassas como ligantes entre elementos de construção, com diferentes materiais e formulações, mas foi na Roma antiga, em cerca de 600 AC, que usaram cinza vulcânica, conhecida atualmente como material pozolânico, que, misturado com cal e água, reagem lentamente formando uma pasta dura, originando um endurecimento cimentício hidráulico (Inácio, 2014; Sidiq, 2020). Uma das obras mais emblemáticas construída pelos romanos com esta formulação de cimento Romano foi a cúpula do Panteão de Roma, terminada em 126 DC. Com um vão próximo de 43 metros, sem armadura de reforço, este comprimento de vão não voltaria a ser excedido até ao século XIX (Wight & MacGregor, 2011). Apesar de várias tentativas, diferentes ensaios e formulações, apenas no séc. XIX é que se introduziu o cimento como o conhecemos hoje, quando, em 1824, Joseph Aspdin apresenta uma patente de fabricação de cimento, com o nome de cimento Portland. Joseph Aspdin inspirou-se no trabalho realizado por Louis Vicat, que, em 1812, realizou um estudo da hidraulicidade das cais, publicando mais tarde um trabalho onde mostrou que a cozedura de calcário e argila em conjunto leva à obtenção de cimento. Joseph Aspdin adotou praticamente o mesmo processo, diferenciando na temperatura de cozedura, onde a elevou, possibilitando obter diferentes propriedades que permite atingir maiores resistências no cimento (Inácio, 2014). Mas foi o filho de Joseph Aspdin, William Aspdin, que desenvolveu o cimento Portland atual, calcinando diferentes composições com argilas ou pedras calcárias a 1450C°, obtendo diferentes fases de silicato de cálcio, produtos essenciais para o cimento Portland de hoje (Sidiq, 2020). Em 1848, Skempton comprovou através de ensaios que o cimento Portland era cerca de 2,4 vezes mais resistente que os melhores cimentos hidráulicos romanos (Hewlett, 2003).

Desde então, o interesse no uso de cimento na construção tem crescido constantemente, devido às vantagens que este apresenta. Do sucessivo e crescente uso do betão (Figura 2.1), em conjunto com o aumento da necessidade de construção, consequência do aumento da população, surge a necessidade do desenvolvimento de betão de melhor qualidade, tanto em resistência como em durabilidade. A grande afluência da população para as cidades, e consequentemente,

a valorização dos espaços de construção, uma causa do mercado imobiliário, a construção em altura nas cidades tornou-se um fator importante. O aumento na altura dos edifícios leva a maiores cargas, havendo mais esforços nas estruturas, resultando em estruturas e elementos com maiores massas. Com isto, os betões de elevados desempenhos em resistência e durabilidade são uma necessidade.

2.2. Principais influenciadores para a evolução do desempenho

Na primeira metade do séc. XX, as resistências à compressão do betão compreendiam-se entre os 20 e 40 MPa, sendo que na segunda metade do séc. XX houve um crescimento (Figura 2.1), com investigações no melhoramento das resistências através do uso de baixos rácios de água/cimento, W/C (*water/cement*), com o uso de plastificantes e mais tarde superplastificantes na formulação dos betões; a cura a calor sob pressão do betão (Roy *et al.*, 1972) ou uma seleção cuidada de agregados mais resistentes (Bajaber & Hakeem, 2021), começaram também a constituir formas de aumentar o desempenho do betão.

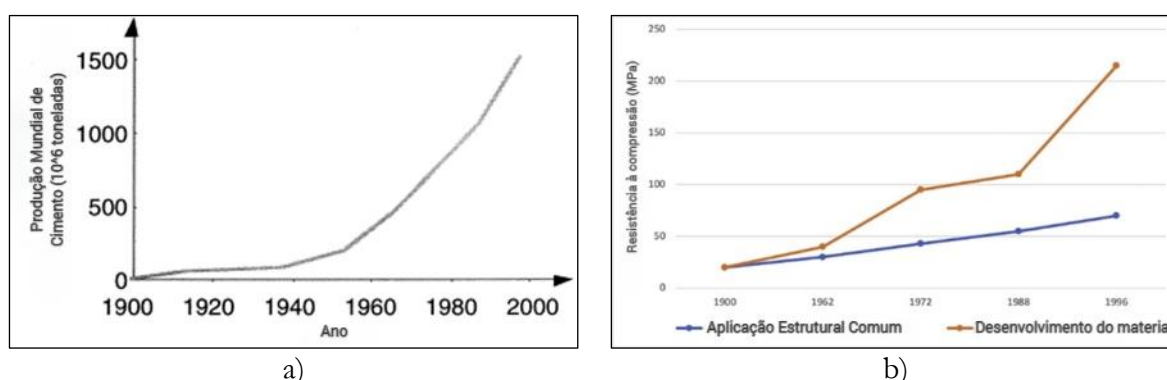


Figura 2.1 - Evolução ao longo dos anos: a) da produção de cimento (Aïtcin, 2000); b) da resistência à compressão (Spasojevic, 2008).

Como se verifica na Figura 2.1b, na segunda metade do séc. XX, deu-se um crescimento rápido na resistência à compressão dos betões, maioritariamente devido à redução do rácio água/cimento. Esta redução de rácio permitiu densificar os betões, tornando-os mais resistentes e duráveis. No entanto, um dos problemas da redução do W/C é a perda das características fluídas do betão, criando dificuldades com a trabalhabilidade. De acordo com o ensaio realizado por Tjaronge *et al.* (2003), em betão de cimento Portland com adições pozolânicas, uma redução de 10% de W/C equivale a uma diminuição de 20% (74cm para 58cm) de espalhamento no

ensaio de *slump flow*, como se verifica na Figura 2.2. Um menor valor de *slump flow* indica menor fluidez e, portanto, menor valor de espalhamento.

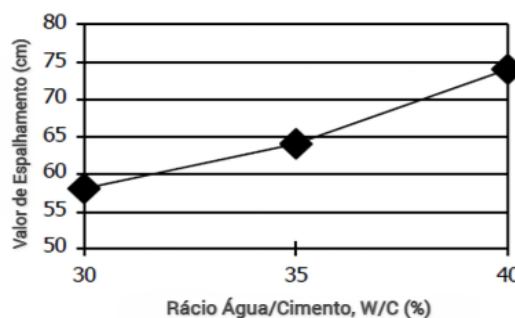


Figura 2.2 – Influência de W/C no espalhamento - *Slump flow* (Tjaronge *et al.*, 2003)

O rácio W/C influencia a resistência à compressão, pois afeta a compacidade do betão. Na Figura 2.3, Tjaronge *et al.* (2003) demonstra essa influência, ao relacionar diferentes rácios W/C com as suas resistências à compressão, em diferentes idades.

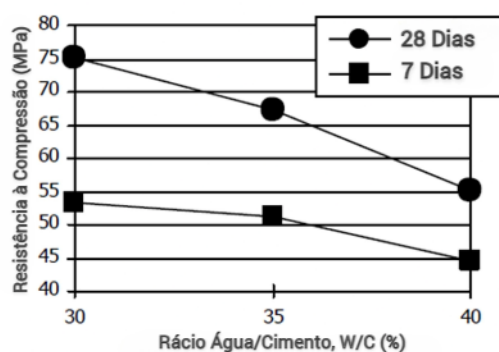


Figura 2.3 – Influência do rácio W/C na resistência à compressão (Tjaronge *et al.*, 2003)

O aumento da compacidade do betão não depende apenas do empacotamento dos agregados e da redução do rácio W/C, que permitem reduzir os poros e vazios da matriz do betão endurecido, que se relacionam também com a quantidade de água (Tjaronge *et al.*, 2003). O uso de partículas que são mais finas que o cimento como materiais ligantes, como a sílica de fumo ou escórias de alto forno (Hu & Li, 2015; Park *et al.*, 2021), entre outros, preenchem os espaços vazios entre areias finas e os grãos de cimento, aumentando a densidade da matriz; além disso, a sua reatividade pozolânica ou hidráulica dos materiais cimentícios suplementares (SCMs) permitem um maior refinamento e densificação da matriz durante a fase de endurecimento. Assim a necessidade de água necessária para preenchimento destes espaços vazios é reduzida, permitindo maior compactação (Plank *et al.*, 2009). Um maior volume de

vazios resulta em menores valores de resistência à compressão (Tjaronge *et al.*, 2003) e de durabilidade.

Como tal, o uso de materiais ligantes suplementares (SCMs) na formulação dos betões, em mistura com o cimento Portland, tornou limitativo o uso exclusivo do conceito de W/C, pois não é só o cimento Portland que necessita de hidratação, mas todo a matriz ligante. Com isto, o conceito de água/ligante, W/B (*water/binder*) tornou-se importante na caracterização dos betões (Aïtcin, 1998).

O baixo rácio de W/C, que traz vantagens como o aumento considerável da resistência, dificulta a trabalhabilidade do betão no seu estado fresco. Para resolver este problema, foram introduzidos os plastificantes e superplastificantes. Na década de 60, no Japão, foi incorporado o superplastificante nas misturas de betão, que garante a trabalhabilidade necessária aos betões com baixos rácios de W/C, sendo posteriormente introduzido na Europa (início da década de 70) e na América do Norte (1976) (Zilveti *et al.*, 1985). Este uso abrangente de superplastificantes permitiu que houvesse um maior estudo e pesquisa deste produto, resultando num melhoramento dos betões de elevado desempenho. Os superplastificantes utilizados atualmente nas formulações dos betões de elevado desempenho são à base de policarboxilatos, éter-carboxilatos ou PCE. Conforme referido, os primeiros superplastificantes foram desenvolvidos no Japão, em 1981 (Lei *et al.*, 2022). As primeiras aplicações dos superplastificantes eram com o objetivo de fluidificar o betão no seu estado fresco, facilitando a aplicação sem risco de segregação e perda de resistência. Como plastificantes e redutores de água, eram usados produtos à base de lenhosulfonatos (Aïtcin, 1998; Flatt & Schober, 2012). Na década de 80, as indústrias, usando dosagens maiores de superplastificante nas formulações comparativamente às recomendadas, aperceberam-se da potencialidade destes como redutores de água, sendo mais eficientes que os redutores de água usados até à data. Esta evolução no uso dos superplastificantes permitia obter rácios mais baixos de W/B e W/C, na ordem dos 0,20 e 0,30, respetivamente. Mesmo com estes rácios reduzidos, era possível manter a trabalhabilidade necessária e uma alta resistência que se procura nos betões de elevados desempenhos (Lei *et al.*, 2022). Com o aperfeiçoamento do uso dos superplastificantes nas formulações dos betões, era possível atingir resistências muito superiores a 60 MPa, valor de resistência no qual a indústria tinha estagnado devido à inexistência dos superplastificantes que permitissem a obtenção de baixos valores de W/C (Blick *et al.*, 1974).

Outro elemento importante para a evolução dos valores de resistência e durabilidade dos betões foi o uso de materiais suplementares cimentícios (SCMs) na matriz do betão. Na década de 60, Powers indicou a importância da densidade de compactação

dos materiais sólidos na matriz do betão e a influência deste no desempenho do betão (Powers, 1968). O uso destes materiais contribui para um melhor desempenho mecânico através da elevada capacidade de compactação e das reações pozolânicas e hidráulicas latentes inerentes nalguns dos materiais suplementares, como a sílica de fumo, cinza volante, ou a escória de alto forno (Hamada *et al.*, 2023; Tahwia *et al.*, 2022). Estes materiais são provenientes de subprodutos de outras indústrias, como a queima do carvão para produção de energia (cinza volante), ou um subproduto da produção de materiais metálicos (escória de alto forno e sílica de fumo), que eram geralmente descartados para aterro. Estes vieram a ser aproveitados como materiais suplementares ao cimento, quando se descobriram as propriedades vantajosas que o uso destes materiais provocava na matriz do betão. Além do ganho de resistência, pelo refinamento da matriz e pela reação pozolânica, o aumento da trabalhabilidade também se assumiu como uma vantagem. Identificou-se ainda a redução da chamada pegada ambiental, ao eliminar o desperdício desses materiais e ao reduzir a pegada de CO₂ que a produção de cimento acarreta. O uso destes materiais, em substituição parcial do cimento na matriz, reduz a quantidade do cimento utilizado, mantendo ou melhorando as características da matriz, reduz o custo de produção dos betões de elevado desempenho e impede que estes materiais sejam descartados para aterros (Aprianti S, 2017; Bajaber & Hakeem, 2021). Estas substâncias alternativas ao cimento são compostos de partículas de dimensões ultra-finas, inferiores ao pó de cimento e agregados de pequenas dimensões, permitindo preencher os espaços vazios existentes, reduzindo a água que iria preencher os vazios e distribuindo-a por toda a matriz de uma forma mais homogênea e otimizada, melhorando a trabalhabilidade. Desta forma é possível otimizar a densidade da matriz para obter elevados valores de resistência à compressão (de Larrard & Sedran, 1994; Mishra & Singh, 2019; Soliman & Tagnit-Hamou, 2017). Vários trabalhos posteriores comprovam esse efeito, usando um modelo de compacidade, superplastificantes adequados e, em alguns casos, a realização de uma cura específica do betão, tornando possível obter valores de resistência ainda mais elevados, e com valores de W/C e W/B mais baixos que um betão convencional.

2.3. Formulações

No que respeita à composição dos UHPCs, esta pretende otimizar a matriz, de forma a obter ultra-elevados desempenhos, quer de resistência quer de durabilidade. Os betões de elevada resistência eram obtidos formulando uma mistura com elevadas

quantidades de cimento, uso de material granular fino e a adição de superplastificante para obter um baixo rácio W/C. Com a introdução de adições na matriz, e eventual uso de fibras, a necessidade de investigar os diferentes materiais com diferentes dosagens foi crescendo, estudando-se as diferentes características como a reologia, resistência nas idades jovens, compacidade, etc. Esta otimização da formulação dos UHPC também recai na vertente sustentável da produção destes betões, substituindo as elevadas quantidades de cimento por materiais com menor pegada de CO₂. No entanto, não é estabelecida uma regra exata da formulação de um UHPC (Camões & Ferreira, 2010), pois, apesar de os constituintes se encontrarem normalizados, a utilização destes constituintes depende da sua disponibilidade local, do custo pretendido, e da forma como interagem na matriz. Além disso, segundo Zhou *et al.* (2021), as normas de diferentes países definem o UHPC, de acordo com um valor mínimo de resistência à compressão e à tração por flexão (Akhnoukh & Buckhalter, 2021); assim, no uso industrial, é necessária uma formulação que atinga esses requisitos normalizados. No entanto, numa forma básica, todas as formulações para a obtenção de UHPC procuram ter uma elevada compacidade da matriz, obtida através do uso de materiais muito finos, existindo diferentes modelos de empacotamento das partículas (Yu *et al.*, 2014), juntamente com baixos rácios W/B, que são atingidos com o uso de superplastificantes.

Alguns exemplos de formulações utilizadas em betões de elevada resistência e UHPC de diferentes autores, estabelecem relações ponderais relativas ao cimento. Cheyrezy *et al.*, (1995), apresenta uma formulação base para um RPC (*reactive powder concrete*) com as seguintes proporções: cimento Portland, 1.0; sílica de fumo, 0.25; Areia, 1.1; W/B=0.12; adição de quartzo moído (até 40% por peso de cimento); adição de fibras metálicas (~2% em volume). Uma outra formulação apresentada por Richard & Cheyrezy (1995) para produzir um RPC com uma elevada quantidade de sílica de fumo, permitiu obter resistências na ordem dos 200MPa. Contudo, com aplicação de pressão de compactação e cura térmica até 400°C foi possível atingir uma resistência à compressão de 800MPa.

Tabela 2.1 – Composições típicas RPC, (Richard & Cheyrezy, 1995).

Composições RPC típicas (por massa)

	RPC 200				RPC 800	
	Sem-Fibras		Fibras		Agregados Sílica	Escória de Aço
Cimento Portland	1	1	1	1	1	1
Sílica de Fumo	0,25	0,23	0,25	0,23	0,23	0,23
Areia 150-600 μm	1,1	1,1	1,1	1,1	0,5	-
Quartzo esmagado $d_{50}=10\mu\text{m}$	-	0,39	-	0,39	0,39	0,39
Superplastificante (Polímero de acrilato)	0,016	0,019	0,016	0,019	0,019	0,019
Fibra de aço L=12mm	-	-	0,175	0,175	-	-
Fibra de aço L=3mm	-	-	-	-	0,36	0,63
Agregado de aço <800 μm	-	-	-	-	-	1,49
Água	0,15	0,17	0,17	0,19	0,19	0,19
Pressão de Compactação	-	-	-	-	50 MPa	50 Mpa
Temperatura cura térmica	20°C	90°C	20°C	90°C	250-400°C	250-400°C

Nos Estados Unidos da América, a “Federal Highway Administration” afirma que o UHPC mais utilizado, tanto para investigação como no uso industrial, é o UHPC designado por Ductal, da Lafarge, que apresenta a seguinte formulação (Tabela 2.2):

Tabela 2.2 – Composição típica do UHPC Ductal.

Material	kg/m ³	Porcentagem de massa
Cimento Portland	712	28,5
Areia Fina	1020	40,8
Sílica de Fumo	231	9,3
Quartzo Moído	211	8,4
Superplastificante redutor de água de alta gama	30,7	1,2
Redutor de presa	30,0	1,2
Fibras de aço	156	6,2
Água	109	4,4

Mais um exemplo de diversas formulações de UHPC, com variações na dimensão do agregado fino, assim como no tipo de utilização para o UHPC, é demonstrado por Fehling *et al.* (2014), resumindo-se na Tabela 2.3:

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

Tabela 2.3 – Exemplos de composições UHPC (Fehling *et al.*, 2014).

	UHPC fina (0/0,5mm) M2Q	UHPC fina (0/0,5mm) M3Q	UHPC agregado (0/8mm) B5Q	UHPC construção rodoviária	UHPC sem- espalhamento
	[Kg/m ³]				
Água	166	183	158	107	49
Cimento	832	775	650	404	186
Escória de alto forno Ultrafina	-	-	-	24	-
Sílica de Fumo	135	164	177	54	51
Superplastificante dosagem FMW/b [% por massa] ^{a)}	1,1	1,1	1,2	0,6	1,2
Pó de Quartzo, fino	207	193	325	-	93
Pó de Quartzo, agregado	-	-	131	32	38
Areia Quartzo 0,125/0,5	975	946	354	541	101
Areia Quartzo 0/2	-	-	-	-	616
Areia Quartzo 0.6/2	-	-	-	283	-
Areia Grossa 2/8	-	-	-	-	821
Areia Grossa 8/16	-	-	-	-	616
Basalt 2/8	-	-	597	1123	-
Microfibras	2,5% em vol	2,5% em vol	2,5% em vol	1,0% em vol	-

^{a)} Superplastificante em relação a ligante

Voort *et al.* (2008), apresenta uma formulação de uma mistura UHPC com um intervalo de massa a utilizar de cada constituinte (Tabela 2.4):

Tabela 2.4 – Intervalo de massa dos constituintes de um UHPC, (Voort *et al.* 2008).

Material	Intervalo típico de Massa [kg/m ³]
Areia	490 – 1390
Cimento	610 – 1080
Sílica Fumo	50 – 334
Quartzo Moído/Cinza Volante	0 – 410
Fibras	40 – 250
Superplastificante	9 – 71
Água	126 - 261

Do ponto de vista mais ecológico, cada vez mais são produzidos betões mais sustentáveis, substituindo parcialmente o cimento Portland por outros constituintes cimentícios. Randl *et al.* (2014), apresenta um ensaio com um betão UHPC de referência, e outras misturas de betões com quantidades de cimento parcialmente substituídas por materiais suplementares cimentícios (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 – Exemplos de composições UHPC com reduzida quantidade de cimento, (Randl *et al.*, 2014).

Componentes	UM-5	UM-5-FA	UM-5-GBSf	UM-5-GBSef
	(kg/m ³)			
Cimento CEM I 42.5 R	729	401	401	401
Microsílica (k = 1,0)	124	124	124	124
Cinza volante (FA) (k = 0,4)	-	328	-	-
GBSf ^{a)} (k = 0,8)	-	-	328	-
GBSef ^{b)} (k = 0,8)	-	-	-	328
Pó de Quartzo	397	397	397	397
Areia Quartzo	833	833	833	833
Água Total (incl. SP)	200	200	200	200
Superplastificante (SP)	30	30	30	30
Fibras (Stratec 0,2/15)	155	155	155	155
w/c _{eq} ^{c)}	0,234	0,305	0,254	0,254
w/f ^{d)}	0,470	0,440	0,450	0,450

a) Escória fina de alto forno

b) Escória extra fina de alto forno

c) água/ligante equivalente

d) água/finos

Com os exemplos acima apresentados, verifica-se a disparidade das formulações para um betão UHPC, com variações nos constituintes, nas quantidades, dimensões dos agregados, a sustentabilidade, etc., não havendo uma formulação normalizada. Para o estudo de um UHPC, o procedimento resume-se na formulação de várias misturas do betão UHPC, com variação paramétrica, e com os ensaios apropriados de caracterização mecânica e de durabilidade, sendo adotada a mistura que melhor se enquadra ao objetivo pretendido.

2.4. Vantagens e desvantagens do UHPC

Para o uso de uma tecnologia diferente da convencional, esta tem de apresentar mais vantagens que desvantagens. Os betões de elevado desempenho apresentam melhorias significativas quando se compara com betões tradicionais, tais como as resistências mecânicas mais elevadas, elevada durabilidade (Tabela 2.6) e, como referido anteriormente, permite produzir elementos mais esbeltos no contexto arquitetónico e estrutural. O resultado permite ter elementos estruturais com maiores vãos, suportando as cargas com peças de peso mais reduzido, tendo um impacto significativo no peso final da estrutura (Figura 2.4) e uma otimização de dimensionamento.

Tabela 2.6 – Diferença entre betão convencional e UHPC, (Mishra & Singh, 2019).

Propriedades	Betão convencional	UHPC
i. Resistência à compressão	$\approx 20-40$ MPa	$\approx > 150$ MPa
ii. Resistência à tração	$\approx$ até 6 MPa	$\approx$ até 10 MPa
iii. Resistência à flexão	$\approx$ até 6 MPa	$\approx$ até 40 MPa
iv. Ductilidade	Inexistente	Muito elevada
v. Resistência ao impacto	Fraco	Muito Forte
vi. Resistência ao desgaste	Fraco	Forte como rocha
vii. Baixa permeabilidade	Penetração dos cloretos, carbonatação constante	Muito reduzida

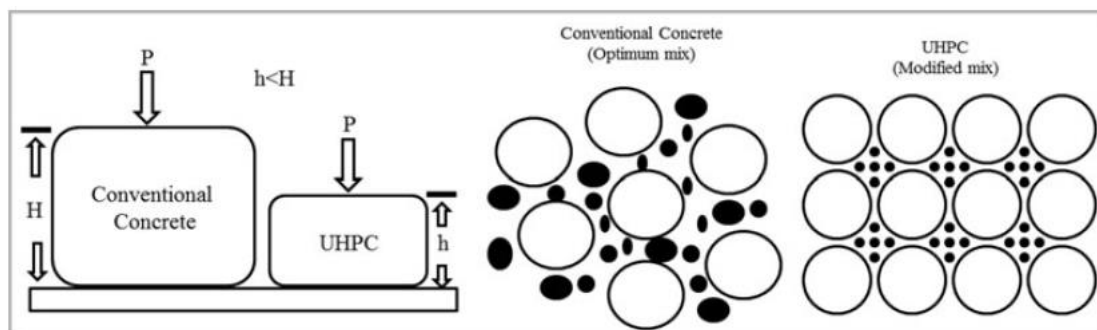


Figura 2.4 – Betão Convencional vs Betão UHPC (Mishra & Singh, 2019).

Voort *et al.* (2008) destaca uma comparação entre os elementos de betão armado ou betão pré-esforçado com os elementos em betão UHPC, afirmando que, numa situação de iguais esforços de flexão, um elemento em betão UHPC necessitaria somente metade da altura de um elemento de betão armado ou pré-esforçado, e possibilitando uma redução do peso em cerca de 70%. Num caso destes, uma solução em betão UHPC equipara-se a uma solução em aço, como é possível concluir na Figura 2.5.

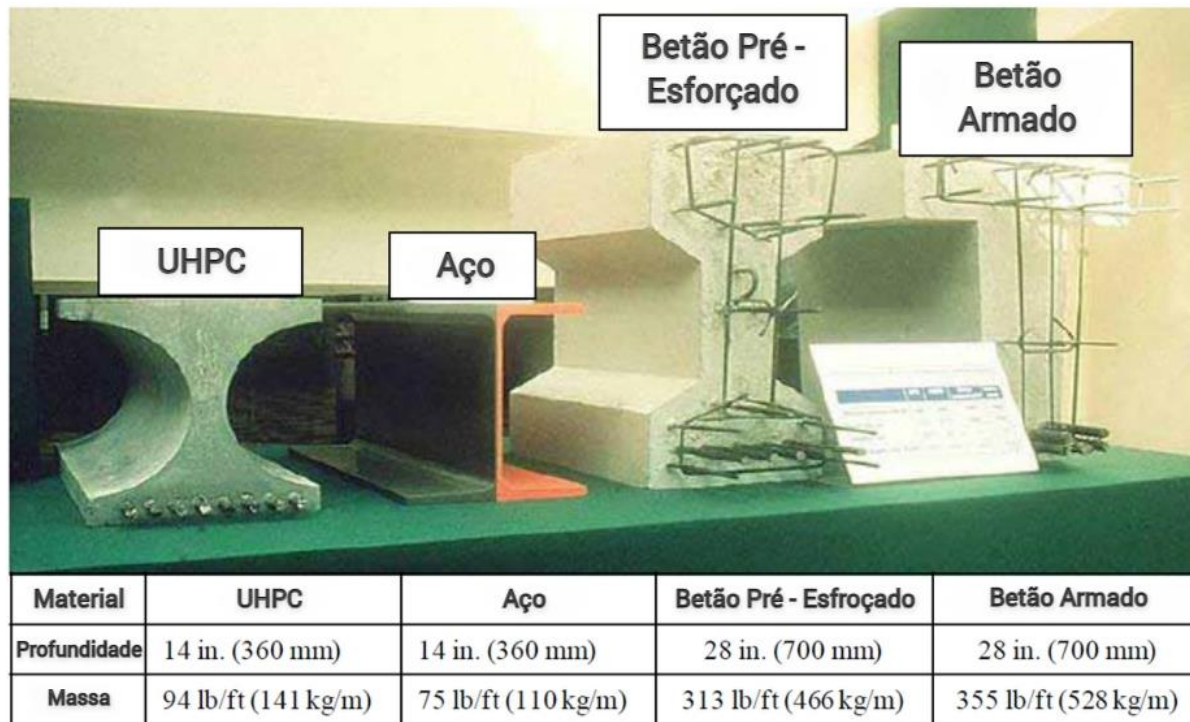


Figura 2.5 – Comparação de características físicas de um elemento viga de aço, betão UHPC, pré-esforçado e armado (Voort *et al.*, 2008).

Fernandes (2011), apresenta um quadro resumo das propriedades melhoradas do uso de HPC (*High Performance Concrete*) e UHPC em diferentes tipos de estruturas (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 – Propriedades melhoradas com aplicação de HPC e UHPC (Fernandes, 2011).

Tipos de estrutura	Propriedades Melhoradas
Estruturas offshore	Durabilidade, trabalhabilidade, abrasão
Pontes	Trabalhabilidade, durabilidade, controlo das deformações, resistências iniciais elevadas
Edifícios altos	Elevada resistência à compressão, trabalhabilidade, resistências iniciais elevadas
Túneis	Durabilidade, elevada resistência à compressão, resistências iniciais elevadas
Estradas	Abrasão, gelo-degelo, durabilidade, trabalhabilidade
Estruturas pré-fabricadas	Resistências iniciais elevadas, trabalhabilidade
Drenagem	Durabilidade, abrasão, elevada resistência à compressão, trabalhabilidade
Fundações Especiais	Elevada resistência à compressão, trabalhabilidade, resistências iniciais elevadas, deformações diferidas

Na Figura 2.6 verifica-se a excelente capacidade mecânica de um betão UHPC

reforçado com fibras, comparando-se com um betão de elevado desempenho (HPC) e um betão de desempenho corrente OPC - *Ordinary Performance Concrete*). O UHPFRC tem uma elevada resistência, tanto à compressão como à flexão e tração, mantendo uma boa ductilidade e energia de fratura do betão, propriedades conseguidas à custa da matriz ultradensa e da utilização de microfibras de reforço em aço.

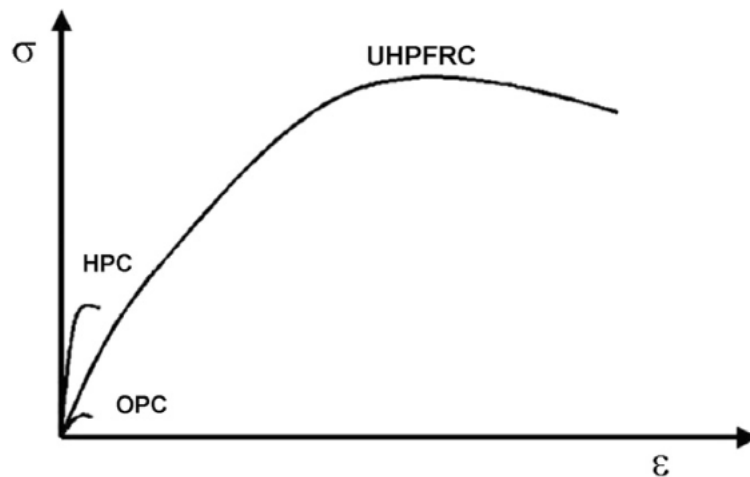


Figura 2.6 – Comportamento mecânico (tensão-deformação) de betões UHPFRC, HPC e OPC (Corinaldesi & Moriconi, 2012).

Outra vantagens que os betões UHPC apresentam no seu estado fresco é a reologia, sendo auto-compactável, permitindo o escoamento e o preenchimento automáticos dos moldes, tirando partido da viscosidade da matriz fluida para transportar, sem segregação, as fibras na matriz de forma homogênea, sem necessidade de vibração do betão (Sousa, 2014).

Na durabilidade, os betões UHPC também trazem inúmeras vantagens, pois apresentam uma elevada densidade da matriz, que resulta numa porosidade reduzida, resultando em estruturas mais duráveis que podem ser dimensionadas para uma maior vida útil de projeto. Piérard *et al.* (2013), calcularam o recobrimento necessário para atingir uma vida útil de projeto de 100 anos (usando carbonatação das armaduras como o maior fator de degradação) num betão convencional, betão HPC e betão UHPC, obtendo resultados de 65mm, 25mm e 5mm, respetivamente. E as mesmas requerem menor manutenção, resistindo mais a ataques de agentes corrosivos, ataques químicos e desgaste devido às condições climáticas e a cargas de impacto na estrutura; devido ao maior controlo da fendilhação e alta densidade da matriz, não apresentam geralmente fendilhação significativa.

Na questão económica, o uso de betões UHPC na fase inicial apresenta um maior

custo, devido ao custo dos constituintes, e ao facto de a produção destes betões não estar otimizada industrialmente, comparado aos betões convencionais. No entanto, a maior vida útil deste material, associada à menor frequência de manutenção e reforço necessário, causa uma redução do custo geral a longo prazo. A Figura 2.7 resume que o custo de um ciclo de vida de uma estrutura de betão UHPC é menor que a de uma realizada com betão convencional.

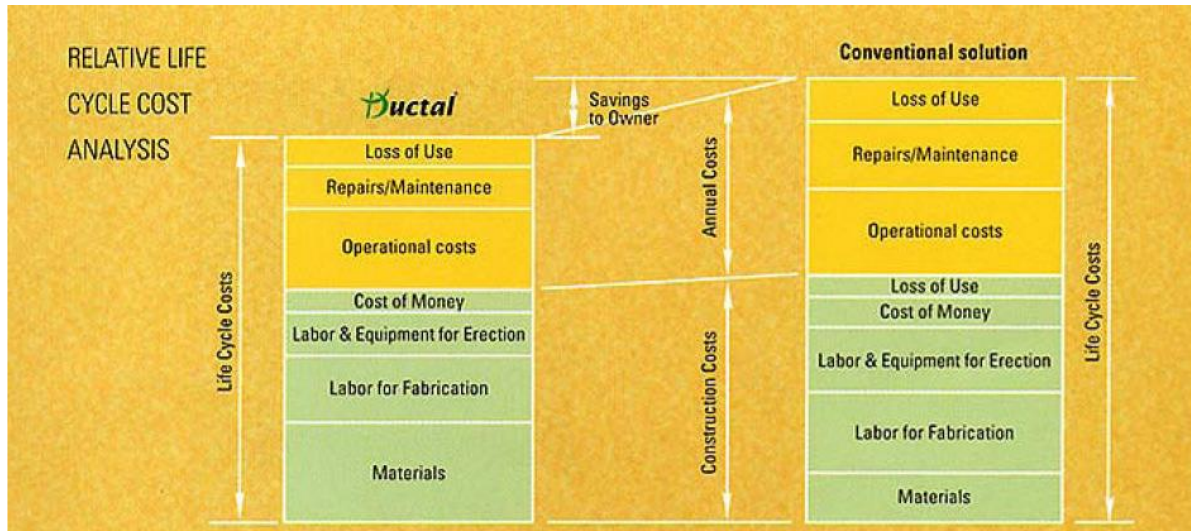


Figura 2.7 – Comparação de custo de ciclo de vida de uma solução UHPC (Ductal) e uma solução convencional (Harris, 2004).

Em adição à desvantagem do custo adicional, a produção e construção com materiais de betão UHPC requer um esforço redobrado na sua produção e execução, pois um defeito afeta a durabilidade do betão, levando à necessária manutenção. É então favorável o uso de elementos com betão UHPC em peças pré-fabricadas, onde é possível um aplicar maior rigor na produção (Harris, 2004).

Na vertente sustentável, a utilização de betões UHPC não é favorável neste assunto, visto que, como explicado anteriormente, apesar de os elementos em betão UHPC serem de menor dimensão que os elementos de betão convencional, a produção de um UHPC requer uma grande quantidade de cimento na sua matriz, e a produção deste material tem alta pegada ecológica, sendo responsável por 5% da emissão antropogénica total de CO₂. Esta afirmação constata-se verdadeira em datas distintas, 1994 e 2018, concluindo-se que não existiu uma grande evolução ou incentivo relativo à redução de CO₂ anualmente emitido pela indústria cimenteira (Benhelal *et al.*, 2021; IEA, 2019; Worrell *et al.*, 2001). De notar que esta percentagem é relativa à emissão global de CO₂, em termos comparativos com outro tipo de indústrias. A indústria da produção de cimento cresceu significativamente de 1994 para 2018, e como consequência, também a emissão de CO₂ quadruplicou

globalmente (Benhelal *et al.*, 2021). Além disso, nem todas as partículas de cimento ficam hidratadas no UHPC, somente cerca 50-60% hidrata, o restante servindo como filler na matriz, piorando a pegada ecológica do UHPC (Park *et al.*, 2021; Yu *et al.*, 2014). Com isto, o desenvolvimento de eco-UHPCs, que substituem parte do cimento desidratado por adições, ajuda na pegada ecológica, e melhora o nível de hidratação do cimento, aumentando a sua eficiência (Yu *et al.*, 2014).

Conclui-se que, entre as desvantagens apresentadas, o desenvolvimento e investigação na área dos UHPCs tem vindo a atenuar os efeitos negativos do uso deste material.

2.5. Comportamento dos betões correntes e de UHPC quando sujeito a temperaturas elevadas

Com o objetivo de estudar e compreender o efeito da temperatura nos betões estudados, foram realizados ensaios expondo os betões a diferentes patamares de temperatura, crescentes, durante um certo intervalo de tempo.

O estudo do comportamento dos betões ao fogo é um assunto complicado devido à heterogeneidade de materiais existente na sua composição. Os materiais têm diferentes características, nomeadamente, diferentes coeficientes térmicos e de dilatação, afetando o comportamento do betão quando exposto a temperaturas elevadas. A porosidade e a humidade dos betões também são fatores importantes a ter em consideração (Kodur, 2014; Li *et al.*, 2004).

Apesar do betão ser um material não combustível e com uma baixa condutividade térmica (Abid *et al.*, 2017; Li *et al.*, 2017), as suas propriedades são alteradas quando exposto a elevadas temperaturas, levando a perdas de resistência e de durabilidade. Quando os danos nos elementos estruturais são severos, a sua capacidade resistente diminui e isso pode originar o colapso da estrutura, pondo em causa vidas humanas. Por esta razão, é importante ter um conhecimento aprofundado dos materiais a utilizar na construção e do seu comportamento face a diversas situações de desastre.

O betão, quando sujeito a altas temperaturas, sofre alterações físicas como expansão, perda de massa e fendilhação (Guo *et al.*, 2014; Keshavarz & Mostofinejad, 2020), mas há também alteração das suas características químicas, devido à evaporação da água, desidratação da matriz ou reações de decomposição de elementos (Li *et al.*, 2017). O uso de microfibras no betão influencia a forma como este se comporta e a

sua incorporação pode ser vantajosa em caso de incêndio. A utilização de microfibras metálicas aumenta resistência do betão à tração, podendo ajudar a controlar a expansão e a fendilhação. Como os UHPC têm uma elevada microfendilhação, devido à alta densidade da matriz, o uso deste tipo de fibras pode ser útil.

Convém recordar que a exposição a altas temperaturas faz com que a humidade existente no betão se transforme em vapor de água. As matrizes mais densas não permitem que este vapor de água escape com facilidade, provocando um aumento da pressão interna na matriz, que acaba por provocar uma libertação explosiva de pressão, originando o spalling.

As fibras poliméricas, quando sujeitas a temperaturas na ordem dos 150°C, derretem, criando uma rede interna de espaços, aumentando a porosidade, o que permite o alívio da pressão interna, diminuindo assim o risco de spalling do betão (Doherty *et al.*, 2012; Kalifa *et al.*, 2001; Peng *et al.*, 2006). Até uma temperatura de 400-500°C, este aumento dos poros da matriz é vantajoso para o betão. Para temperaturas mais elevadas as fibras incendeiam-se. Estes poros criados pela desintegração das fibras tornam-se um problema para a resistência mecânica do betão (Ma *et al.*, 2015).

A bibliografia descreve que o betão até uma certa temperatura pode apresentar um ganho de resistência (Abid *et al.*, 2017; Hou *et al.*, 2017; Peng *et al.*, 2006), tendo uma queda significativa após atingir um certo patamar de temperatura. Este valor não é certo, devido à heterogeneidade do betão e dos seus materiais constituintes, e devido à enorme variedade de composições existentes, mas normalmente é inferior a 300°C.

Casos de estudo

Serrano *et al.* (2016) estudou a resistência ao fogo de betões reforçados com fibras metálicas e de polipropileno, a uma temperatura máxima de 400°C. Este estudo comprovou os problemas da perda de resistência e da expansão gerada em estruturas de betão armado quando sujeito a temperaturas elevadas, neste caso em particular, a temperatura máxima foi de 400°C. O betão, quando sujeito a uma variação de temperatura entre 20 e 400°C, tem uma diminuição do módulo de elasticidade cerca de 75% e 15% da resistência à compressão. O uso das fibras metálicas permite controlar a abertura e propagação de fendas, e melhora a ductilidade devido ao efeito das fibras na resistência residual de tração. As fibras de polipropileno reduzem a permeabilidade e a capilaridade do betão, e também influenciam a abertura e propagação de fendas. Como o ponto de fusão destas fibras está entre 80 e 130°C, estas fibras ajudam a libertar o vapor de água e, conseqüentemente, a diminuir a

pressão interna resultante do vapor de água gerado com o aumento da temperatura. O ensaio realizado foi um ensaio de calor direto no provete, expondo este a chamas durante 1h, usando um poder calorífico (40 kg de madeira por m²) equivalente ao valor médio do poder calorífico de um edifício em chamas. Neste estudo concluiu-se que as fibras influenciam a resistência dos betões sujeitos a elevadas temperaturas. O betão reforçado com fibras metálicas consegue suportar temperatura mais elevadas (antes de ter uma rotura) do que um betão convencional sem fibras metálicas, o contrário acontece quando o betão é reforçado com fibras de polipropileno. Também se verificou que o betão reforçado com fibras tem um arrefecimento mais lento comparativamente com um betão convencional sem reforço de fibras. A resistência à compressão do betão reforçado com fibras, após exposição a uma temperatura de 400°C, é superior à de um betão não reforçado, apesar da sua ductilidade diminuir.

J. H. Lee *et al.* (2012) investigaram a resistência ao fogo de pilares de ultraelevada resistência reforçados com uma solução híbrida de fibras (polipropileno, nylon e metálicas) e com diferentes rácios de quantidades de fibras. Estes pilares foram produzidos com betões com resistências à compressão de 120 a 200 MPa. Foram realizados ensaios com pilares de pequena dimensão e à escala real. Como estes betões são de elevada densidade verificou-se a ocorrência de spalling. Os resultados dos testes mostram que o reforço da matriz só com um tipo de fibra no betão de ultraelevada resistência não causa qualquer efeito no fenómeno de spalling. A combinação híbrida de fibras de 0,4% de polipropileno e 0,5% de metálicas já melhora a resposta ao spalling. Estes betões tinham uma resistência à compressão entre os 120 e 150 MPa. Para resistências à compressão superiores, o spalling é atenuado usando uma combinação híbrida de fibras que incluem fibras de polipropileno (0,2%), nylon (0,2%) e metálicas (0,5%). Relativamente à resistência, no ensaio realizado com colunas de pequena dimensão, verificou-se que, após o ensaio de incêndio, a resistência à compressão residual foi só 20-25% relativamente à resistência obtida antes do ensaio ao incêndio. Concluiu-se que as fibras metálicas têm um efeito preponderante na resistência à tração, mesmo quando sujeitas a altas temperaturas, diminuindo o risco de spalling e ajudando a controlar a fendilhação. A influência das fibras poliméricas está muito dependente do seu diâmetro e do seu ponto de fusão.

2.6. Aplicações práticas de UHPC

Os betões de elevado desempenho são maioritariamente utilizados em edifícios de grande altura, pontes, estruturas offshore e em pré-fabricados (ACI Committee 363, 2010; Aïtcin, 1998). Estes betões são utilizados para produção de elementos como pilares, no caso de edifícios de grande altura, principalmente nos elementos mais próximos da base, oferecendo uma elevada resistência à compressão e simultaneamente com área de secção menor à de um elemento de betão armado, permitindo maior disponibilidade de espaços. Nos Estados Unidos da América, mais especificamente em Chicago, entre 1965 e o início dos anos 70, vários edifícios de grande altura foram construídos usando betões de elevado desempenho (Gjørø, 2008), destacando-se a “Lake Point Tower” que considera-se como o primeiro uso de betão elevado desempenho num edifício de grande altura, com uma resistência à compressão de cerca de 50 MPa (Shah & Ahmad, 1985). Outro edifício de destaque para o uso de betões de elevado desempenho é a “Water Tower Place, também em Chicago, no ano de 1970, com 260 metros de altura, e o uso de betão com resistência à compressão de 60 MPa (ACI Committee 363, 2010) nas colunas da base, reduzindo a resistência do betão com a altura do edifício (Figura 2.8) (Aïtcin, 1998).

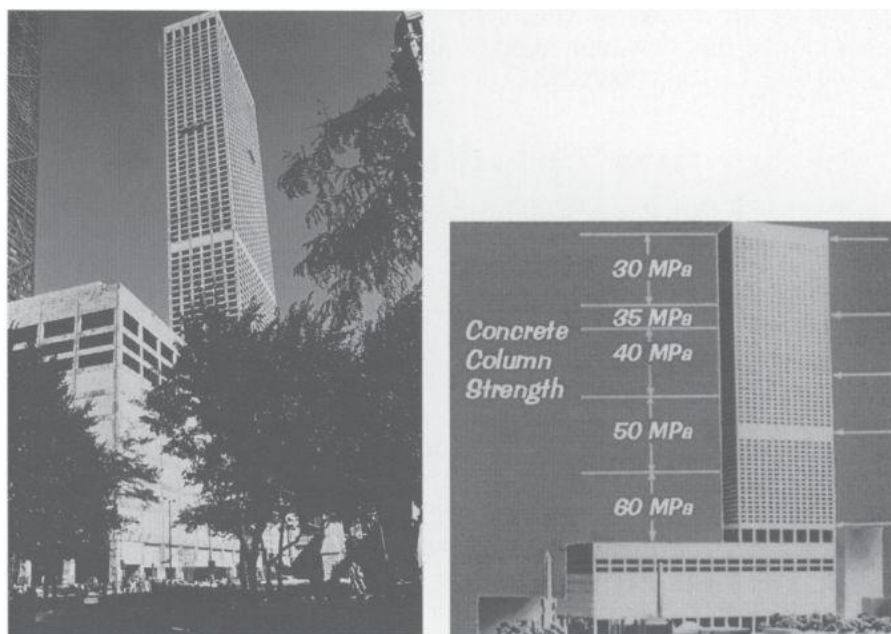


Figura 2.8 – Water Tower Place, Chicago, 1970.

O edifício “311 South Wacker Drive”, em Chicago, 1988, usou-se betão com uma resistência à compressão de 83 MPa. Estes exemplos, na altura de construção foram considerados os edifícios em betão mais altos do Mundo (ACI Committee 363,

2010). Um exemplo recente do uso de betões de elevado desempenho é o atual edifício mais alto do mundo, Burj Khalifa, no Dubai, com 828 metros de altura, na sua construção foram usados betões com resistência máxima na ordem de 80 MPa (Inácio, 2014).

Uma das áreas com grande potencial para o uso de betões de elevado desempenho é em pontes. Isto deve-se à vantagem que existe em utilizar betão com alta resistência em grandes vãos mantendo uma massa reduzida. Também a exposição a ambientes agressivos, por exemplo os ambientes marítimos com elevada agressividade da penetração de cloretos e consequente corrosão do aço, leva a que uma solução com betão de elevado desempenho seja atrativa, devido a uma maior densidade da matriz que oferece uma boa resistência a estes elementos agressivos à durabilidade do betão. É de notar que existem dois tipos de aplicação de betão de elevado desempenho em pontes, a construção total ou parcial de pontes, e a reabilitação (Spasojevic, 2008).

O primeiro uso significativo de betão de elevado desempenho no Japão, anos 70, em pontes de caminho de ferro e pontes rodoviárias, apresentava uma resistência à compressão próxima de 80 MPa (Tabela 2.8).

Tabela 2.8 – Pontes no Japão com betão de elevada resistência, 1970s.
Adaptado de (ACI Committee 363, 1992)

Ponte	Ano	Vão máximo (m)	Máxima resistência do betão de projeto [MPa]
Nitta Highway Bridge	1968	30	59
Kaminoshima Highway Bridge	1970	86	59
Fukamitsu Highway Bridge	1974	26	69
Ootanabe Railway Bridge	1973	24	79
Akkagawa Railway Bridge	1976	46	79

A primeira ponte pedonal do mundo construída com betão UHPC foi em Sherbrooke-Quebec (Canadá), em 1997. Esta estrutura, com uma envergadura de 60m, é constituída por 6 elementos pré-fabricados de 10m cada e pós-tensionada. Ao usar UHPC, permitiu-se que o tabuleiro superior tivesse uma espessura somente de 30mm. O UHPC utilizado nesta ponte tem uma resistência à compressão de 200 MPa, sendo utilizado nas longarinas superiores e inferiores, e também no tabuleiro. Para o elemento treliçado da estrutura, que liga os elementos estruturais superiores

aos inferiores por diagonais, é composta por tubos de aço inoxidável preenchidos por betão UHPC, aumentando a resistência à compressão para 350 MPa, reduzindo o volume de betão utilizado sem sacrificar a rigidez. Além da vantagem estrutural do peso reduzido das secções da ponte, o processo de montagem também se tornou mais simples (Figura 2.9) (Blais & Couture, 1999; Perry, 2018; Voort *et al.*, 2008).

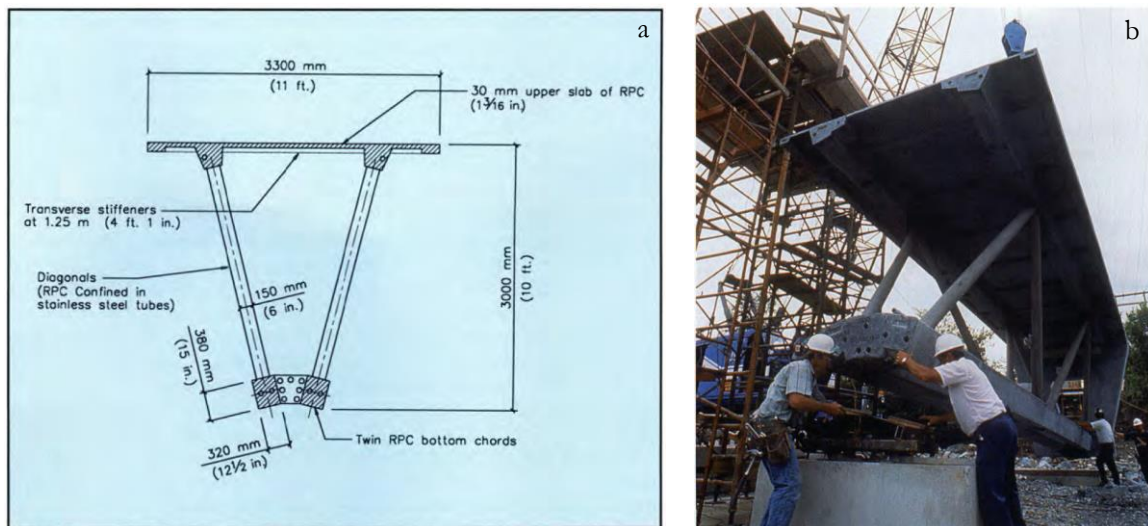


Figura 2.9 – a) Detalhe de projeto da secção transversal da estrutura; b) Secção pré-fabricada a ser preparada para montagem (Blais & Couture, 1999).

A ponte construída em Bourg-lès-Valence, em França, em 2001, foi a primeira ponte rodoviária totalmente construída usando UHPFRC, tendo o objetivo de ser usada como referência para ajudar a desenvolver e estabelecer regras de projeto para futuras aplicações destes tipos de betões. O uso de UHPFRC ajudou a reduzir em 90% o reforço da estrutura com armadura, e permitiu obter uma redução de 66% de peso, quando se compara a mesma estrutura realizada com betão convencional, reduzindo a profundidade de secção de 0,75m de altura equivalente (betão convencional) para 0,25m de altura equivalente (Azmee & Shafiq, 2018; Spasojevic, 2008; Tayeh *et al.*, 2023).

Em 2007, em Tóquio, começaram-se trabalhos de expansão da pista aérea do aeroporto de Haneda, e devido à falta de espaço em terra, a solução foi a expansão de parte da pista sobre mar. Com este fator em conta, a importância de uma estrutura de baixo peso, minimizando o custo da infraestrutura e de elevada resistência aos ataques de cloretos, e o facto de a especificação exigir um período de vida útil de 100 anos, foi aplicada uma solução de betões UHPC. A aplicação das lajes na pista, devido à sua imensa área, é considerada a maior obra de UHPC realizada até à data, com 200 000m² de plataforma em UHPC construída. O uso de UHPC permitiu a

redução do peso-próprio da estrutura em 60%, comparando com uma solução em betão convencional. Durante a construção, nos ensaios produzidos para a avaliação da estrutura, retirou-se um valor médio de resistência à compressão de 210 MPa (Figura 2.10) (Fehling *et al.*, 2014; Mizukamii & Matsunagaii, 2015; Tanaka *et al.*, 2013) .

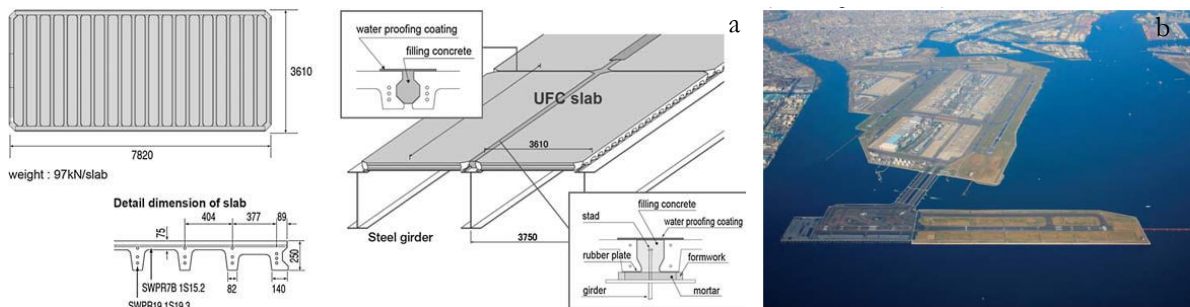


Figura 2.10 – a) Detalhe dos elementos UHPC; b) Vista aérea da pista do aeroporto de Haneda.

A versatilidade do UHPC é verificada em vários projetos realizados recentemente, onde são criadas formas fora do comum, em fachadas ou coberturas, permitindo uma criatividade arquitetónica. Com o uso de betões UHPC, os elementos podem ser dimensionados com menor espessura e consequentemente menor peso próprio, e a possibilidade de não serem necessárias armaduras passivas, agregando também a vantagem de requererem pouca manutenção quando bem executados. No entanto, uma desvantagem da construção de elementos de “forma livre” em pré-fabricação, é a dificuldade dos elementos de ligação, de forma a garantir o seu bom funcionamento, sendo necessários estudos e soluções mais desenvolvidos nesta área. Também a precisão geométrica dos elementos é necessária na fase de produção, para que a assemblagem ocorra sem problemas, permitindo o bom funcionamento com o comportamento esperado da estrutura.

Um exemplo do uso de forma livre como elemento estrutural, é no museu MUCEM (“Musée des Civilisations de l’Europe et de la Méditerranée”), onde a estrutura de suporte da fachada é feita de colunas num formato arbóreo, e a fachada num formato reticulado que cobre as fachadas e a cobertura da estrutura, com todos os elementos produzidos em pré-fabricação, em betão UHPC. É também o edifício com o uso mais extensivo de UHPC até à data (Figura 2.11) (Mazzacane *et al.*, 2013; Tayeh *et al.*, 2023).

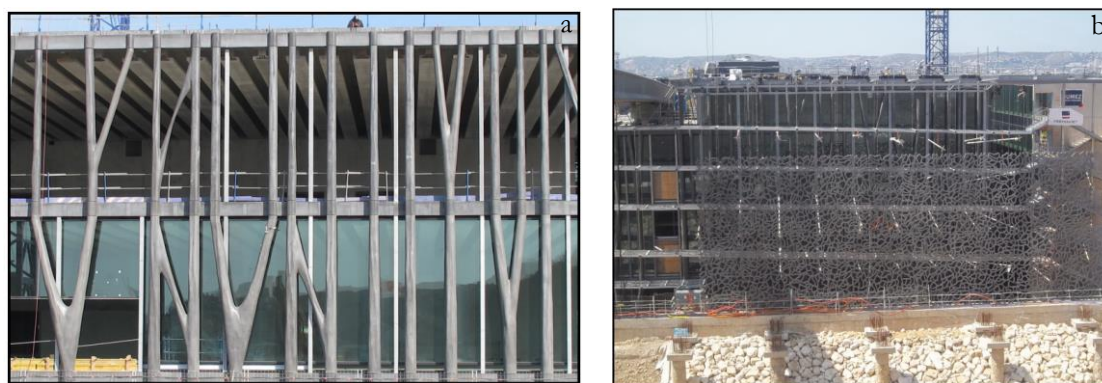


Figura 2.11 – a) Colunas de suporte da fachada; b) Fachada reticulada a ser aplicada.

Um bom exemplo da aplicabilidade dos betões UHPC, onde é possível obter a reduzida espessura dos elementos através da resistência do betão, é nas cascas finas. Estas cascas finas, compostas por betão UHPC, destacam a liberdade de formas complexas que é possível obter. Um dos exemplos é a cobertura das portagens do viaduto de Millau, França. Construído em 2004, com uma forma helicoidal, a cobertura tem 98m de comprimento e 28m de largura, com espessuras entre 0,20 a 0,85m, sendo que os 98m de comprimento rodam entre si num ângulo de 23° (Figura 2.12a). A cobertura não apresenta armaduras passiva, algo que também não seria possível com as espessuras da estrutura. A estrutura consiste em 2 elementos de casca fina, em UHPC, com 100mm de espessura, envolvendo o interior e elementos verticais transversais a cada 2m, ligando a casca superior à casca inferior. Estes elementos verticais, ligam a estrutura na sua totalidade, sendo pré-tensionados. No interior, o espaço vazio é preenchido por placas de poliestireno. Todos os elementos aplicados na estrutura são realizados em pré-fabricação (Fehling *et al.*, 2014; Resplendino & Toutlemonde, 2014; Simon *et al.*, 2004; Spasojevic, 2008).

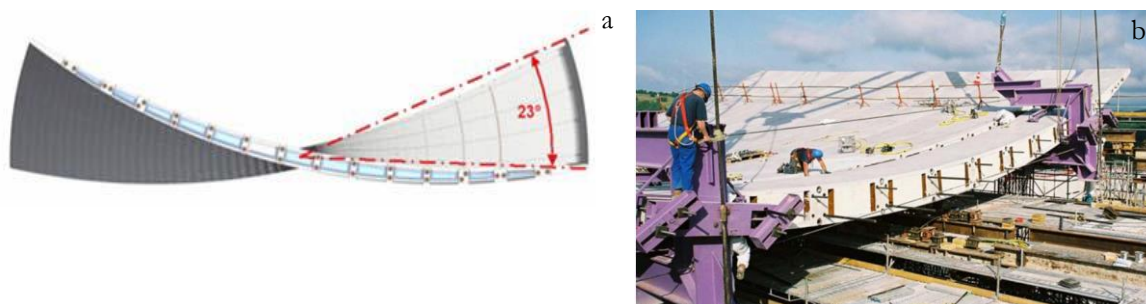


Figura 2.12 – a) Rotação da secção transversal; b) Cobertura em construção

As estruturas em casca são muito recentes, considerando-se que este tipo de estrutura teve o seu pico de utilização nos anos de 1950 e 1960, com trabalhos de Félix Candela e Heinz Isler; tirando partido de betão estrutural armado e o estudo

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

da estrutura em modelos físicos reduzidos, projetaram formas, com dimensões e esbeltezas nunca antes alcançadas.

Apesar deste tipo de estrutura ser arquitetonicamente muito apelativo, o custo económico, dificuldade de produção e dimensionamento, e também a complexidade e custo da cofragem, com formas complexas e geralmente não reutilizáveis, fez com que este tipo de estruturas entrasse em desuso.



Figura 2.13 – a) Felix Candela (1958); b) Heinz Isler (1973).

Com avanços na tecnologia do betão e modelamento, é possível realizar este tipo de estrutura com maior segurança, maiores resistências e durabilidades, com menores custos associados e de maneira mais eco-eficiente. As cascas em betão são vantajosas e eficientes, podendo ser usadas como coberturas em edifícios, ou cobrindo grandes áreas, de uma forma segura e durável e com menor necessidade de armaduras de reforço, obtendo espessuras reduzidas, maximizando-se o espaço interior.

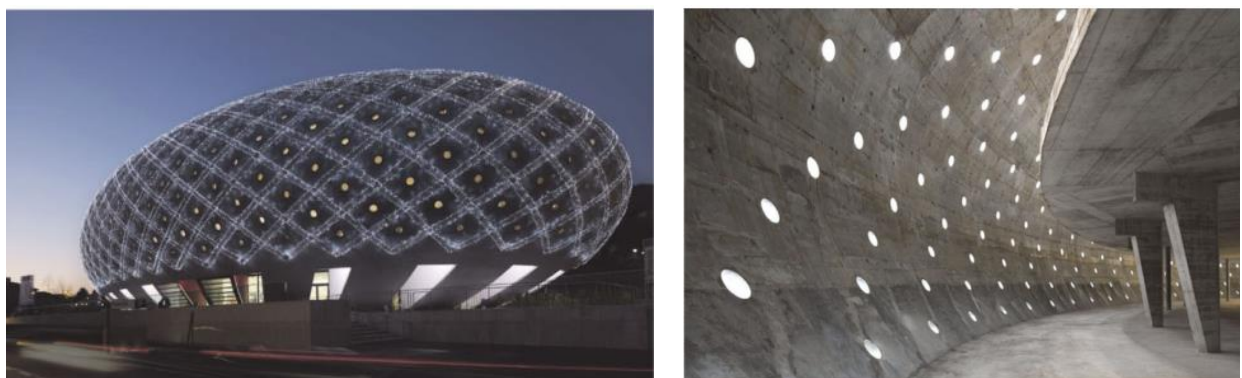


Figura 2.14 – Cobertura em casca de betão, Chiasso Suíça (Muttoni *et al.*, 2013).

Uma aplicação prática do UHPC que é importante mencionar é o uso destes tipos de betões em situações de reabilitação ou reforço de elementos ou estruturas. A hipótese de reforço de elementos estruturais com UHPC, em zonas suscetíveis a

ambiente agressivo, ou em situação de elevados esforços mecânicos é de particular relevância para o bom funcionamento da estrutura. Devido às características dos UHPC, o aumento da durabilidade e da capacidade resistente são uma mais-valia no reforço e prolongamento da vida útil. Um exemplo é o reforço dos tabuleiros de pontes com uma fina camada de UHPC no tabuleiro, além de providenciar uma camada adicional de proteção muito durável. Como o UHPC pode ser cerca de 20 vezes mais caro, na sua produção, comparativamente ao betão convencional, uma solução que maximize as propriedades do UHPC é determinante para o desempenho global (Brühwiler & Denarié, 2013b; Tayeh *et al.*, 2013). Esta solução de uma camada “protetora” de UHPC é favorecida em diversas situações, em que uma camada de UHPC reforçado com fibras, pode ser usada na zona de maiores esforços de tabuleiros e vigas estruturais expostos e como um encamisamento de elementos sujeitos a condições de elevada agressividade. Isto garante que o betão UHPC está exposto às condições mais adversas, incluindo eventuais ataques químicos, protegendo o betão no núcleo do elemento (betão armado convencional) que não garante geralmente uma durabilidade significativa. O reforço por encamisamento de elementos com UHPC pode enquadrar-se também em situações de pilares de betão armado de pontes, incluindo em ambiente marítimo, pois apresenta menor permeabilidade e maior resistência à penetração de cloretos (Fernandes, 2011; Li *et al.*, 2020); também em estruturas rodoviárias, o reforço com UHPC oferece uma resistência mecânica acrescida a impactos (Brühwiler & Denarié, 2013b). O reforço de lajes ou tabuleiros a esforços de punção com UHPC é, igualmente, uma hipótese relevante, evitando o uso de capitéis ou armaduras adicionais no reforço (Bastien-Masse & Brühwiler, 2016; Brühwiler & Denarié, 2013a).

Além das vantagens referidas, o reforço com UHPC reduz a necessidade de manutenção futura, reduzindo o custo a longo prazo, promovendo a vida útil da estrutura (Huang *et al.*, 2022; Tayeh *et al.*, 2013).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Materiais utilizados na formulação do UHPFRC

Para a produção de betão UHPFRC, existe a necessidade generalizada de uma mistura otimizada com uma elevada quantidade de cimento, adições, agregados finos, superplastificante, fibras e água. A escolha destes materiais individualmente e as quantidades usadas na formulação influencia o resultado final da matriz do betão. Uma elevada quantidade de cimento garante uma boa resistência, mas torna-se dispendioso e ecologicamente pouco viável. O uso de adições na matriz, substituindo parcialmente o cimento com materiais reutilizados, torna o betão mais sustentável, contribuindo também para a compactação da matriz com a incorporação de materiais mais finos que o cimento. Estas escolhas nos materiais são necessárias para a obtenção da resistência e durabilidade pretendida, assim como o estudo de diferentes formulações com variados materiais, possibilitando a otimização do uso dos materiais para obter os melhores resultados característicos possíveis com as condições disponíveis.

Existem outros fatores aquando da escolha dos materiais da composição do betão, como a reologia, W/B pretendido, a disponibilidade dos materiais, o custo, o cumprimento de normas estabelecidas, aplicabilidade entre outros.

Os materiais selecionados apresentam-se na Tabela 3.1, sendo posteriormente apresentada uma caracterização mais aprofundada. Como material que constitui o pó da pasta ligante, além do cimento, CEM I 52.5R, selecionaram-se as seguintes adições: Pó de vidro, Cinza Volante, Fíler Calcário, Escória de alto forno, Escória de alto forno Elétrico, Pozolana Natural e Sílica de Fumo.

A água utilizada no processo das misturas, foi a água da rede pública de abastecimento. O superplastificante utilizado foi o MasterEase 5025. Como agregados selecionaram-se 3 tipos: Areia fina 0/1mm, Areia grossa 2/4mm e Areão 4/8mm. Relativamente às fibras de reforço, selecionaram-se 3 materiais diferentes de fibras: Fibras metálicas Micro steel de 13mm de comprimento e Dramix Steel 3D de 30mm de comprimento, Fibras poliméricas de 25mm de comprimento e Fibras de vidro de 12mm de comprimento.

Tabela 3.1 - Materiais utilizados nas formulações UHPFRC.

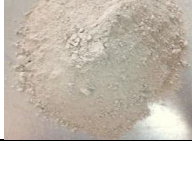
Ligante	Adições	Cimento Portland	CEM I 52,5R
			Pó de vidro (GP)
			Cinza Volante (FA)
			Fíler calcário (LF)
			Escória de alto forno (GGBS)
			Escória de forno elétrico (GEFS)
			Pozolana Natural (PZZ)
			Sílica de Fumo (SF)
Líquidos	Água	Água	
	Superplastificante	Basf ME5025	
Fibras	Fibras Metálicas	Micro steel OL13/.16(SF)	
		Dramix steel 3D 30mm (HSF)	
	Fibras Poliméricas	Polymer Hybrid 25mm (HPF)	
	Fibras de Vidro	Fibras Vidro 12mm	
Material Granular	Areia Fina	Areia fina 0/1mm Guia(G0/1)	
		Areia Grossa 2/4mm(G2/4)	
	Agregado	Areão 4/8mm(A4/8)	

3.1.1. Massa volúmica do material ligante

Nos betões desenvolvidos, o ligante usado é composto por cimento do tipo CEM I 52,5R da CIMPOR, combinado com fíler calcário e um dos seguintes ligantes suplementares: cinza volante classe F, sílica de fumo, pó de vidro moído, escória moída de alto forno, escória de forno elétrico e pozolana natural moída.

Na Tabela 3.2 apresentam-se imagens dos materiais em pó constituintes da matriz ligante das diversas formulações, e as suas respetivas massas volúmicas caraterizadas experimentalmente.

Tabela 3.2 - Massa volúmica dos ligantes.

Constituinte	Massa volúmica [kg/dm ³]	Amostras
Cimento I 52.5R	3,12	
Fíler Calcário	2,70	
Cinza Volante	2,35	
Sílica de Fumo	2,20	
Pó de Vidro Moído	2,65	
Escória moída de Alto Forno	2,80	
Escória moída de Forno Elétrico	2,60	
Pozolana Natural moída	2,20	

3.1.2. Massa volúmica do material granular

Uma vez que os UHPCs caracterizam-se normalmente por resistências à compressão muito elevadas, os materiais granulares a utilizar terão de acompanhar a resistência à compressão pretendida (Fernandes, 2011). Para a produção dos betões foram então seleccionados os seguintes materiais granulares: areia fina 0/1mm da Guia (G0/1); areia grossa 2/4mm (G2/4), obtida por peneiração de areia 0/4mm e; areão 4/8mm (G4/8) (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Massa volúmica do material granular.

Constituinte	Massa volúmica [kg/dm ³]	Amostras
Areia fina 0/1mm	2,63	
Areia 2/4mm	2,63	
Areão 4/8mm	2,63	

A análise granulométrica dos materiais granulares foi realizada de acordo com os procedimentos contemplados na NP EN 933-1 (2014), que contempla as seguintes fases: recolha da amostra do agregado; secagem e pesagem; peneiração sem lavagem, recorrendo às séries de peneiros europeias, e registo das massas do material retido em cada peneiro. Recorrendo a uma folha de cálculo, determinou-se a percentagem de passados em cada peneiro e traçou-se a respetiva curva granulométrica (Figura 3.1). As massas volúmicas foram também determinadas e os resultados estão apresentados na Tabela 3.4.

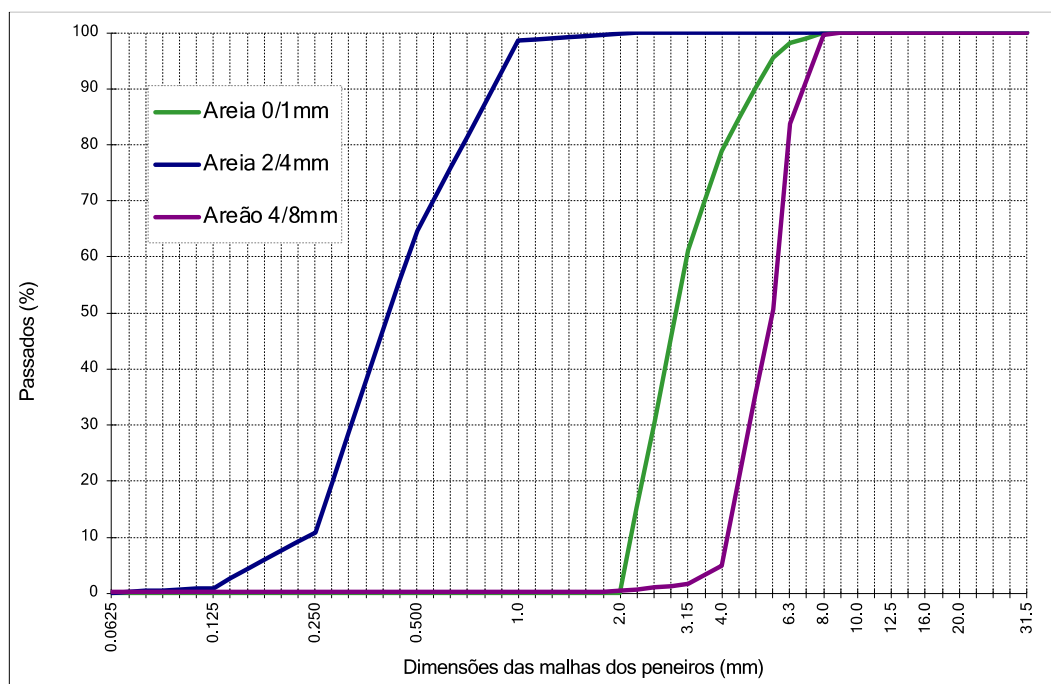


Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados naturais.

Tabela 3.4 - Massa volúmica dos agregados.

Material granular	Massa volúmica [kg/dm³]
Areia fina 0/1mm	2,63
Areia 2/4mm	2,63
Areão 4/8mm	2,63

3.1.3. Propriedades das fibras

Na constituição dos UHPCs é comum incluir fibras de reforço, com o objetivo de aumentar as resistências à tração, direta e por flexão, do betão, permitindo a dispensa parcial total das armaduras passivas.

Tabela 3.5 - Propriedades das fibras.

Propriedades do material	Resistência à tração [MPa]	Módulo de elasticidade [GPa]	Densidade [g/mm ³]	Diâmetro [mm]	Comprimento [mm]	Amostras
Microfibras metálicas (Bekaert OL 13/0.16)	3000	200	7,85	0,16	13	
Macrofibras Metálicas (Dramix 3D 80/30)	2300	200	7,85	0,38	30	
Fibras poliméricas (Chryso S25mm)	650	5	0,92	0,3 a 0,5	25	
Fibras de vidro	1700	72	2,68	0,01	12	

3.1.4. Cimento Portland

O material cimento Portland é um ligante hidráulico que resulta numa mistura de clínquer ($\geq 95\%$) e constituintes adicionais ($\leq 5\%$)(CIMPOR). O clínquer é composto principalmente por silicato tricálcico (C_3S), silicato bicálcico (C_2S), aluminato tricálcico (C_3A) e aluminoferrato tetracálcico (C_4AF). A proporção destes componentes no clínquer afeta o desenvolvimento da resistência que o cimento garante, assim como outras características, como visto na Tabela 3.6 (Inácio, 2014; LNEC E378-1996, 1996).

Tabela 3.6 - Características dos componentes do clínquer Portland.

Componentes do clínquer		C₃S	C₂S	C₃A	C₄AF
Proporções médias		60%	20%	8%	12%
Velocidade de hidratação		Elevada	Moderada	Muito Elevada	Elevada
Calor de hidratação	Quantidade	Elevada (120cal/g)	Pequena (60cal/g)	Muito elevada (200cal/g)	Moderada (100 cal/g)
	Desenvolvimento	Rápido	Lento	Rápido	Lento
Desenvolvimento da resistência mecânica		Rápido e prolongado	Lento e muito prolongado	Muito rápido e de curta duração	Lento e pouco significativo
Resistência a ataque químico		Pequena	Moderada	Muito pequena	Grande

Os componentes do clínquer que mais contribuem para a resistência da pasta de cimento são o silicato tricálcico, endurecendo rapidamente e garantido a resistência do cimento em idades muito jovens e o silicato bi-cálcico, com um hidratação e endurecimento lento, contribuindo para posterior incremento da resistência ao longo do tempo.

A produção do clínquer parte da moagem e posterior cozedura a 1450°C, de carbonato de cálcio (calcário, 75 a 80%), silicatos de alumínio e ferro (argila ou xisto argiloso, 20 a 25%) (Lopes, 2011; Rocha, 2014) e outros minerais que contêm sílica, alumina ou ferro. Na fase de moagem do clínquer, é possível incorporar adições no cimento, como por exemplo cinzas volantes, pozolanas ou escórias de alto-forno, de forma a conferir propriedades especiais (Costa & Appleton, 2002; Montemor *et al.*, 2005).

O constituinte adicional do cimento, além do clínquer, é o sulfato de cálcio. O sulfato de cálcio, adicionado em forma de gesso, atua como um regulador de presa, que garante a trabalhabilidade da pasta cimentícia durante um intervalo de tempo. Na ausência deste, o silicato tricálcico hidrataria muito rapidamente, perdendo as propriedades de espalhamento em poucos minutos (Aïtcin, 2016).

Na moagem do produto final do cimento, clínquer com sulfato de cálcio, é definida uma finura de moagem para o cimento. Dado que a água reage inicialmente com as partículas de cimento que se encontram na superfície, quanto maior a finura do betão, maior é a superfície específica das partículas, logo mais reativo é o cimento. Esta maior hidratação inicial das partículas de cimento oferece uma maior resistência

da pasta de cimento nas idades iniciais, afetando, no entanto, as propriedades reológicas (Aïtcin, 2016; Azevedo, 2002; Prazeres, 2011).

O que garante as propriedades do betão como pasta ligante é a hidratação do cimento. A pasta ligante ganha presa e endurece devido a reações e processos de hidratação. A pasta ligante garante a coesão entre o cimento, agregados e outras adições, e depois do endurecimento, mantém a sua resistência.

A norma europeia NP EN 197-1 (2001) classifica 5 tipos de cimento:

- CEM I – Cimento Portland;
- CEM II – Cimento Portland Composto;
- CEM III – Cimento de Alto Forno;
- CEM IV – Cimento Pozolânico;
- CEM V – Cimento Composto;

Os 5 tipos de cimento são cimentos com variação dos seus constituintes principais, no qual variam as quantidades dos constituintes ou são introduzidos novos constituintes à matriz cimentícia. Como mencionado anteriormente, o Cimento Portland (CEM I) é maioritariamente constituído por clínquer, $\geq 95\%$, enquanto que o Cimento Portland Composto (CEM II), está subdividido em várias classes, variando o tipo de adição com Cimento Portland, com quantidades de clínquer entre os 65% e 84% (B) e entre 85 e 94% (A). Os restantes tipos de cimento já apresentam quantidades de clínquer inferiores, regra geral, 64% ou inferior, sendo o restante constituído por outros constituintes. Na Tabela 3.7, encontra-se um resumo dos tipos de cimento, com os vários constituintes e as respetivas quantidades.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

Tabela 3.7 - Os 27 produtos da família de cimentos correntes normalizados.

Tipos principais	Notação dos 27 produtos (tipos de cimento corrente)		Composição (percentagem em massa ^{a)})										Constituintes adicionais minoritários
			Constituintes principais										
			Clinker	Escória de alto forno	Sílica de fumo	Pozolana		Cinza Volante		Xisto Cozido	Calcário		
						Natural	Natural	Siliciosa	Calcária		L	LL	
			K	S	D ^{b)}	P	Q	V	W	T			
CEM I	Cimento Portland	CEM I	95-100										0-5
CEM II	Cimento Portland de escória	CEM II/A-S	80-94	6-20									0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35									0-5
	Cimento Portland de sílica de fumo	CEM II/A-D	90-94		6-10								0-5
		CEM II/A-P	80-94			6-20							0-5
	Cimento Portland de pozolana	CEM II/B-P	65-79			21-35							0-5
		CEM II/A-Q	80-94				6-20						0-5
		CEM II/B-Q	65-79				21-35						0-5
	Cimento Portland de cinza volante	CEM II/A-V	80-94					6-20					0-5
		CEM II/B-V	65-79					21-35					0-5
		CEM II/A-W	80-94						6-20				0-5
		CEM II/B-W	65-79						21-35				0-5
	Cimento Portland de xisto cozido	CEM II/A-T	80-94							6-20			0-5
		CEM II/B-T	65-79							21-35			0-5
	Cimento Portland de calcário	CEM II/A-L	80-94								6-20		0-5
		CEM II/B-L	65-79								21-35		0-5
		CEM II/A-LL	80-94									6-20	0-5
		CEM II/B-LL	65-79									21-35	0-5
Cimento Portland composto ^{c)}	CEM II/A-M	80-94	<----- 6-20 ----->										0-5
	CEM II/B-M	65-79	21-35										0-5
CEM III	Cimento de alto-forno	CEM III/A	35-64	36-65									0-5
		CEM III/B	20-34	66-80									0-5
		CEM III/C	5-19	81-95									0-5
CEM IV	Cimento pozolânico ^{c)}	CEM IV/A	65-89		<----- 11-35 ----->							0-5	
		CEM IV/B	45-64		<----- 36-55 ----->							0-5	
CEM V	Cimento composto ^{c)}	CEM V/A	40-64	18-30		<----- 18-30 ----->						0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50		<----- 31-50 ----->						0-5	

a) Os valores do quadro referem-se à soma dos constituintes principais e dos adicionais minoritários.

b) A incorporação de sílica de fumo é limitada a 10%.

c) No cimentos Portland compostos CEM II/A-M e CEM II/B-M, nos cimentos pozolânicos CEM IV/A e CEM IV/B e nos cimentos compostos CEM V/A e CEM V/B os constituintes principais, além do clínquer, devem ser declarados na designação do cimento (como exemplo ver secção 8).

Dentro dos tipos de cimento, na nomenclatura é designada a classe de resistência do cimento, que é a sua resistência à compressão aos 28 dias de idade, tendo como referência as classes de resistência 32.5, 42.5 e 52.5. É também atribuído o tipo de evolução de resistência nos primeiros dias de idade do cimento, com a letra N a designar uma evolução normal da resistência, e a letra R atribuída a uma evolução rápida da resistência. A Tabela 3.8 apresenta esta informação de uma forma resumida.

Tabela 3.8 - Requisitos mecânicos e físicos expressos como valores característicos especificados.

Classe de resistência	Resistência à compressão MPa				Tempo de início de presa min	Expansibilidade mm
	Resistência aos primeiros dias		Resistência de Referência			
	2 dias	7 dias	28 dias			
32.5 N	-	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10
32.5 R	≥ 10,0	-				
42.5 N	≥ 10,0	-	≥ 42,5	≤ 62,5	≤ 60	
42.5 R	≥ 20,0	-				
52.5 N	≥ 20,0	-	≥ 52,5	-	≥ 45	
52.5 R	≥ 30,0	-				

Para o uso de betões de alta resistência, é aconselhado o uso de Cimento Portland, CEM I, das classes 42.5 ou 52.5 R (Gutierrez & Cánovas, 1996; Sampaio, 1995).

No trabalho desenvolvido para a tese em questão, optou-se pelo uso de Cimento Portland, CEM I, 52.5R, pois é o tipo de cimento que vai mais ao encontro dos resultados pretendidos para o trabalho.

3.1.5. Adições

A norma NP EN 206:2013+A2:2021 (2021) descreve adição como um material com características pozolânicas, que é finamente dividido com o intuito de misturar com cimento Portland na amassadura, contribuindo de forma combinada para as propriedades do betão.

Até um passado relativamente recente, os betões e as misturas cimentícias eram formulados quase unicamente com ligante de cimento Portland. Nos últimos anos, tem-se vindo a recorrer cada vez mais a diferentes tipos de cimentos ou misturas de ligantes, que podem resultar da utilização exclusiva de cimento Portland ou serem constituídas pela mistura deste com adições (materiais inorgânicos adicionados à matriz ligante), dando origem aos chamados cimentos compostos. A introdução destas adições, tem como objetivo melhorar as características dos betões, tanto no estado fresco (trabalhabilidade, tempos de presa, etc.), como no estado endurecido (resistência, efeitos diferidos e durabilidade), bem como procurar obter soluções mais económicas e ecológicas. A utilização das adições é muito suportada por questões ambientais, mas também por questões económicas, uma vez que, não só constituem um reaproveitamento de resíduos provenientes de outras indústrias como permitem a redução das emissões de gases nocivos associados à produção de cimento Portland, através da substituição parcial de cimento por adições na mistura (A. Gomes *et al.*, 2013). A NP EN 197-1 (2001) identifica as adições que podem ser utilizadas como complementares ao cimento:

- Sílica de Fumo;
- Cinza Volante classe F;
- Fíler Calcário;
- Escória Moída de Alto Forno;
- Pozolana Natural.

A norma NP EN 206:2013+A2:2021 (2021) considera, em função das suas propriedades pozolânicas, dois tipos de adições inorgânicas: Adições quase inertes

(Tipo I); Adições pozolânicas ou hidráulicas latentes (Tipo II), sendo, por exemplo, fíler calcário considerado uma adição tipo I, e cinza volante uma adição do tipo II.

Podem distinguir-se ainda outros tipos de cinzas como as cinzas de queima de biomassa ou até as cinzas de casca de arroz. Este último exemplo, um resíduo agrícola, é sujeito a uma incineração controlada transformando-se num material pozolânico muito reativo. A adição de cinza de casca de arroz na produção de betão eco-eficiente promove uma melhoria da sua durabilidade, sem uma redução significativa da resistência (Sousa, 2005).

Além das soluções descritas anteriormente, existe ainda a possibilidade da adição de vidro moído (Islam *et al.*, 2017) ao UHPC, ou de nanopartículas de sílica (Ghafari *et al.*, 2014) entre outras.

A escolha das adições a utilizar numa mistura de UHPC deve ter em consideração, numa primeira abordagem, o efeito da integração dessa adição no comportamento da mistura, quer do ponto de vista mecânico, quer no comportamento diferido e ainda os efeitos em termos de durabilidade. Contudo, os custos económicos e ecológicos/ambientais têm cada vez mais protagonismo nessa opção, sendo a última de grande importância, como tem sido enfatizado neste documento.

3.1.5.1. Pó de vidro

O Pó de Vidro surge da reciclagem de recipientes de vidro convencionais que, quando moídas a uma certa finura, transforma-se em pó e pode ser utilizado como material suplementar ao cimento. Devido à alcalinidade do betão, resultado da hidratação do cimento Portland, o uso de vidro na sua composição pode causar uma reação alcalí-sílica, que causa a expansão e fendilhação do betão. Para contrariar este problema, (Shayan & Xu, 2004) fizeram um estudo na influência do tamanho das partículas e concluíram que apenas as partículas de grandes dimensões causavam expansão no betão. O vidro, quando moído a um pó fino, e usado como material suplementar ao cimento, desenvolve uma reação pozolânica que tem um efeito positivo nas propriedades principais do betão, e reduz o efeito de expansão causado pela reação alcalí-sílica (Matos, 2010; Shayan & Xu, 2004; Zidol *et al.*, 2017).

O pó de vidro tem um forte efeito pozolânico devido à elevada quantidade de sílica existente, tendo cerca de 70% de sílica amorfa na sua composição, com quantidades menores de óxidos de sódio e óxidos de cálcio, entre outros (Coutinho, 2010; Rocha, 2014).

A substituição parcial de cimento ou certas adições por pó de vidro apresenta algumas vantagens a nível ecológico e de custo, pois uma das características do vidro é que este pode ser reciclado múltiplas vezes sem perdas significativas das suas propriedades físicas e químicas. Isto permite que o vidro seja reutilizado. Apesar disto, a maioria do vidro não reciclável vai para aterros sanitários. Este, ao ser reutilizado, com o tratamento certo, pode ser utilizado como material suplementar ao cimento e adições, reduzindo a pegada ecológica do betão, e permitindo como é um material reciclado, não acarreta um custo tão elevado quanto outras adições ou o próprio cimento (Soliman & Tagnit-Hamou, 2016), além dos benefícios pozolânicos.

3.1.5.2. Cinza Volante

A cinza volante é uma adição tipo II para o betão (adição pozolânica) com o fim de melhorar certas propriedades. Este produto é resultante da queima do carvão pulverizado para produção de eletricidade. O uso de carvão para produção de eletricidade gera grandes quantidades de cinzas volantes, e estas, quanto sujeitas a tratamento como seleção, peneiração secagem, moagem entre outros, permite uma otimização da finura e uma redução da quantidade de água necessária à amassadura, características essenciais como uso de adição, para a produção de betões de elevado desempenho (NP EN 450-1:2005+A1, 2008).

A norma NP EN 450-1:2005+A1 (2008) define cinzas volantes como um “pó fino principalmente por partículas vítreas de forma esférica resultante da queima de carvão pulverizado, com ou sem materiais de co-combustão, que tem propriedades pozolânicas e constituído essencialmente por SiO_2 e Al_2O_3 ...”.

No entanto, a norma americana ASTM C618 (2001) agrupa as cinzas volantes em dois grandes classes de acordo com a composição química para o uso de betões: i) cinzas volantes da classe F, que incorpora as cinzas volantes resultantes de queima de carvão com uma elevada energia térmica como antracite ou carvão betuminoso, com baixo teor de CaO (1 a 12%), que apresenta propriedades pozolânicas; ii) cinzas volantes da classe C, que é caracterizada como o material proveniente da queima de lenhites ou de carvão sub-betuminoso, com alto teor de CaO (geralmente superior a 10%, podendo ir até aos 35% (ACI Committee 232, 1996), com propriedades cimentícias, além das pozolânicas. Malhotra & Ramezaniapour (1994) sugerem a distinção destes dois tipos como “cinzas de elevado teor de cálcio” e “cinzas de reduzido teor de cálcio”. Posteriormente, foi defendido por Joshi & Lohtia (1997), explicando que a norma americana que classifica somente no tipo de carvão queimado não é uma representação realista da previsão do comportamento quando

incorporadas em betões, podendo as cinzas da classe F (com baixo teor de cálcio) ser obtidas de carvões não betuminosos e carvões betuminosos produzirem cinzas volantes que não pertencem à classe F (ACI Committee 232, 1996; Azevedo, 2002). A norma NP EN 197-1 (2001) faz a distinção de dois tipos de cinzas volantes, cinza volante silicosa (V) e cinza volante calcária (W). A cinza volante silicosa é maioritariamente constituída por dióxido de silício reativo (SiO_2) e por óxido de alumínio (Al_2O_3), tendo uma percentagem de óxido de cálcio inferior a 10%, em massa, tendo este tipo propriedades pozolânicas. A cinza volante calcária, com propriedades hidráulicas, e ou pozolânicas, é constituído maioritariamente por, além do dióxido de silício reativo e óxido de alumínio, óxido de cálcio reativo (CaO), sendo a percentagem de CaO não inferior a 10% em massa.

Quando se fala em resistência à compressão que os dois tipos de cinzas volantes contribuem para a matriz do betão, a literatura refere que as cinzas da classe C apresentam um maior ganho de resistência nas idades iniciais, pois têm reatividade hidráulica, apresentando bons resultados aos 28 dias de idade; no entanto, a classe C não apresenta um ganho de resistência em idades tardias. Já as cinzas de classe F desenvolvem endurecimento em idades mais tardias, na ordem dos meses, tendo estas um efeito pozolânico tardio que oferece uma elevada resistência para a matriz ao longo do tempo (A. Samarin & Ashby, 1983; Sumer, 2012; Yildirim *et al.*, 2011).

A Figura 3.2 apresenta a diferença de ganhos de resistência de um betão sem cinzas volantes na sua matriz e a incorporação das cinzas volantes classe F, diferenciando entre o cimento tipo I e tipo IV, sendo o tipo I o revelante para o trabalho em questão. Nota-se que, numa idade inicial, o betão somente com cimento apresenta um bom ganho de resistência, mas a longo prazo, devido ao efeito pozolânico, a introdução de cinza volante é claramente vantajosa para efeitos de resistência.

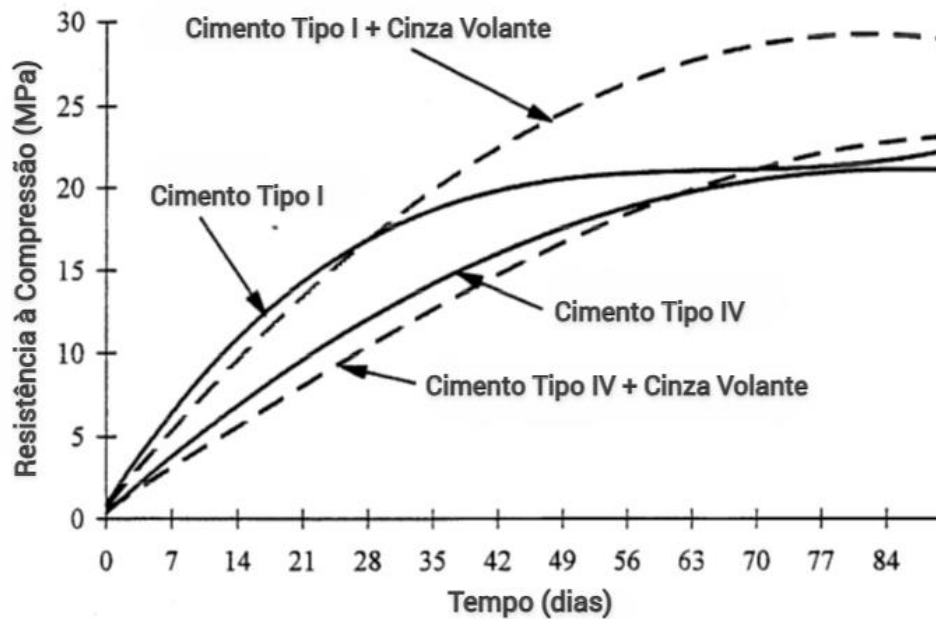


Figura 3.2 – Evolução da resistência para diferentes tipos de cimento (I e IV) com e sem incorporação de cinzas volantes classe F (Samarin & Ashby, 1983).

No entanto, a maioria das cinzas produzidas, e consequentemente, disponíveis em Portugal até há cerca de 2 anos, pertencem à classe F (Azevedo, 2002). Atualmente, tanto em Portugal como em outros países desenvolvidos, já não há produção de energia elétrica em centrais com queima de carvão e, como tal, é muito difícil obter estes produtos no mercado; contrariamente, a estratégia de produção de energia na EU não segue os mesmos princípios e metas globais, havendo mesmo casos de construção de grandes centrais termoelétricas de queima de carvão nos anos recentes em alguns dos países mais influentes da EU. Portanto, as cinzas volantes estarão, apesar de disponíveis, sujeitas a oscilações de preço de mercado em função da oferta e procura.

Para o trabalho desenvolvido, optou-se pelo uso de cinzas volantes da classe F, para promover a reatividade pozolânica e assim compensar a redução de teor de cimento.

3.1.5.3. Fíler Calcário

Fíler calcário é uma adição do tipo I, adição quase inerte que pode substituir parcialmente as partículas de cimento não hidratado no betão UHPC. Este é constituído maioritariamente por carbonato de cálcio moído (CaCO_3). O teor em carbonato de cálcio do fíler tem de ser, no mínimo 75% em massa.

Um fíler é um material finamento moído que, devido às suas propriedades físicas, produz efeitos benéficos no betão. Algumas das propriedades que a adição de fíler

permite melhorar são a trabalhabilidade, densidade, a permeabilidade, capilaridade, exsudação e a tendência para a fissuração (Coutinho, 2006; Rocha, 2014).

O fíler calcário é um material que não possui propriedades pozolânicas, sendo, no entanto, usado como material substituto ao cimento, com o objetivo de reduzir o impacto ambiental causado pelo cimento, além de ser um material com bastante disponibilidade e de custo relativamente baixo. O fíler calcário, usado como uma adição do tipo I, adição inerte, tem como principal efeito uma influência de natureza não química, mas essencialmente física. A dimensão do grão do fíler calcário é semelhante à dimensão do grão do cimento Portland, levando a uma melhor granulometria do total das partículas, permitindo uma redução da dosagem de água a utilizar. Os espaços preenchidos pelo fíler conduz a uma maior área de superfície específica do esqueleto granular da matriz, resultando num melhoramento da hidratação da matriz (Hewlett, 2003; Ribeiro, 2012; Rocha, 2014).

O fíler calcário, apesar de não fazer parte da reação química, causa uma aceleração do processo de hidratação do cimento Portland. O carbonato de cálcio, quando usado como fíler, modifica a reação inicial do aluminato tricálcico (C_3A), que leva a aceleração da taxa de hidratação do silicato tricálcico (C_3S). Isto resulta no diminuição do tempo de endurecimento (Bentz *et al.*, 2011; Camiletti, 2011; De Weerdt *et al.*, 2011; Kakali *et al.*, 2000). Esta reação dá-se, aproximadamente, nas primeiras 24h. Matschei *et al.* (2007) conclui que do uso do calcário como fíler, 1% a 10% do carbonato de cálcio vai reagir com os componentes do cimento no processo de hidratação. Acima deste valor, a mistura encontra-se saturada com o carbonato de cálcio, sendo que o restante atua como fíler. O aumento da taxa de hidratação dos componentes do cimento resulta num acréscimo da resistência em idades jovens do betão, afetando, no entanto, a resistência em idades mais avançadas, devido ao efeito de diluição do calcário (Bonavetti *et al.*, 1999; Menéndez *et al.*, 2003).

3.1.5.4. Escória moída de alto forno

A escória moída de alto forno é uma adição do tipo II, hidráulica latente (NP EN 15167-1, 2008), que é um subproduto (não-metálico) resultante do fabrico de ferro fundido em alto-forno, sendo composto maioritariamente por silicatos e aluminossilicatos de cálcio (Cabrera-Madrid *et al.*, 2016; Siddique & Bennacer, 2012) (Tabela 3.9), em que a norma NP EN 197-1 (2001) dita que a escória granulada de alto-forno “deve consistir de pelo menos dois terços em massa da soma de óxido de cálcio (CaO), de óxido de magnésio (MgO) e de dióxido de silício (SiO_2)”.

Tabela 3.9 - Composição típica de Escória granulada de alto-forno, % (Sato, 2006).

SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O
30~40	5~20	35~40	0.3~1.5	3~15	0.6~4.0	0~0.3	0~0.4

O subproduto resultado do fabrico de ferro fundido forma a escória pretendida na sua fase de arrefecimento, podendo gerar 4 tipos diferentes de escória, variando o método de arrefecimento. Como material cimentício, a escória utilizada é o material granular de alto forno, que é obtido pelo arrefecimento rápido da escória fundida, aplicando água na sua superfície. Com isto, é obtido um material vítreo com algum grau de ativação pozolânica (Aïtcin, 1998; Cabrera-Madrid *et al.*, 2016; Gomes, 2018; Hewlett, 2003). A sua natureza vítrea é responsável pelas propriedades cimentícias (Siddique & Bennacer, 2012). Por cada tonelada de ferro, é produzida cerca de 300 kg de escória.

A devida moagem da escória granular de alto forno permite obter finuras adequadas para ser usado como material cimentício suplementar. O uso da escória moída de alto forno resulta numa melhoria de certas características como a trabalhabilidade, a redução da necessidade de água, reduzindo a necessidade de superplastificante requerido para atingir o espalhamento necessário (Yalçinkaya & Çopuroğlu, 2020), a redução do calor de hidratação e baixa a permeabilidade da matriz do betão; além disso, sendo a escória um subproduto da produção do ferro fundido, a obtenção da escória acarreta virtualmente zero emissões de CO₂ (Siddique & Bennacer, 2012). Uma outra vantagem que o uso da escória moída de alto forno no betão apresenta é no desempenho mecânico dos betões em que este é incorporado. Yalçinkaya & Çopuroğlu (2020), afirma que a escória de alto forno - GGBS (*ground granulated blast-furnace slag*) - é um dos materiais suplementares cimentícios para betões de elevado desempenho que permite a redução da dosagem de cimento, enquanto melhora o desempenho mecânico. Para idades jovens, a escória não apresenta um benefício considerável na resistência à compressão, tendo bons resultados para idades mais avançadas (Liu *et al.*, 2018). Isto deve-se à baixa reatividade da escória, que leva ao retardamento do processo de hidratação, e de presa, pelo menos quando comparado com o cimento ou com a sílica de fumo. No entanto, a uma idade mais tardia, ocorre uma segunda reação pozolânica entre a escória e o hidróxido de cálcio, que leva à produção do silicato de cálcio hidratado, produto que oferece resistência à matriz (Park *et al.*, 2021).

3.1.5.5. Escória de forno elétrico

A escória de forno de arco elétrico é um produto residual resultante da reciclagem do aço, rico em óxido de ferro (Fe-oxide) e óxido de cálcio livre de alto teor (free-CaO). Apesar de a maioria da escória de forno elétrico ser usada como agregado nas fundações dos pavimentos ou nas misturas dos asfaltos, a evolução da tecnologia industrial permitiu que a escória de forno elétrico (EAFS), que apresentava problemas como adição devido ao conteúdo de óxido de ferro e cálcio causando problemas de expansão volumétrica, fosse introduzida como adição ao betão, ao realizar um reprocessamento da escória que permite a redução do óxido de ferro, juntamente com um tratamento de arrefecimento da escória semelhante ao da escória de alto-forno, aumentando na composição química os níveis de dióxido de silício, resultando num melhoramento do comportamento cimentício e pozolânico (J. Lee *et al.*, 2019; Lee *et al.*, 2020; Muhmood *et al.*, 2009).

Esta matéria, que tem vindo a ser mais estudada como adição devido ao uso acrescido de fornos elétricos na indústria, com o devido tratamento, apresenta uma boa solução como adição. Muhmood *et al.* (2009) demonstra que, além do uso de escória tratada apresentar uma reatividade pozolânica até 4 vezes superior ao uso de escória não tratada, a resistência à compressão de uma mistura somente com cimento, aos 28 dias de idade apresenta um valor semelhante ao de uma mistura com substituição de 15% de clínquer por escória de forno elétrico tratada.

O uso da escória de forno elétrico também ajuda na redução da necessidade de água na amassadura, semelhante à adição de escória de alto-forno; sendo produtos residuais de produção, as duas opções são viáveis numa questão de sustentabilidade.

3.1.5.6. Pozolana Natural

A pozolana natural é um material proveniente de rochas volcânicas. Estas rochas volcânicas, após britagem, moagem e peneiração, quando usados como adição (na presença de humidade), apresentam propriedades pozolânicas que asseguram uma melhoria das características do betão, principalmente na durabilidade; destacam-se o aumento da resistência química, a redução da permeabilidade e redução da evolução térmica na hidratação do cimento (Deboucha *et al.*, 2017). No entanto, as resistências numa idade jovem podem ser afetadas com a incorporação da pozolana natural. Esta resistência na idade inicial é afetada devido às propriedades da pozolana natural, que tem uma reação pozolânica lenta que provem da reação das partículas vítreas da pozolana natural com o hidróxido de cálcio (CH). Este hidróxido de cálcio só surge

na composição após a hidratação do cimento Portland (Dahish *et al.*, 2023; Deboucha *et al.*, 2017; Raggiotti *et al.*, 2018).

O uso da pozolana natural é favorecido entre muitos, pois o uso no seu estado natural não implica gastos de energia, além do processamento de moagem, reduzindo a quantidade de CO₂ emitidos na produção de um betão UHPC, assim como a redução de custos (Robalo, 2022).

3.1.5.7. Sílica de fumo

A Norma NP EN 13263-1:2005+1 (2009) descreve sílica de fumo como “Partículas muito finas de dióxido de silício amorfo recolhidas como subproduto do processo de fusão utilizado na produção do metal silício e ligas de ferro-silício.” A norma NP EN 197-1 (2001) dita que “A sílica de fumo provém da redução de quartzo de elevada pureza com carvão em fornos de arco elétrico na produção de ligas de silício e de ferro-silício e é constituída por partículas esféricas muito finas contendo pelo menos 85% em massa de dióxido de silício amorfo.”

Na produção do metal e de ligas metálicas que levam à criação da sílica de fumo, dão-se várias reações químicas, sendo que uma delas origina a formação de monóxido de silício (SiO). Este, quando oxida, forma o dióxido de silício (SiO₂) e condensa em pequenas esferas de sílica amorfa (Ribeiro, 2012). Isto leva a que, de um ponto de vista de composição química, a sílica de fumo seja maioritariamente composta por sílica (~90%), no caso da produção de silício, e por pequenas quantidades de outros óxidos (de alumínio, ferro, cálcio, magnésio, etc) em percentagens normalmente inferiores 1%. A proporção destes componentes varia conforme a liga metálica a produzir. O alto teor em SiO₂ juntamente com o estado amorfo e um grão com uma elevada finura, tornam esta adição um material com uma reação muito pozolânica.

A finura do grão da sílica de fumo, além da elevada superfície esférica que garante, resultando numa forte reação pozolânica, esta finura influencia fortemente na densidade da matriz. O diâmetro das partículas, com uma dimensão inferior ao do cimento, numa proporção entre 50 a 100 vezes, preenche muitos dos espaços vazios. O preenchimento destes espaços pela sílica de fumo causa três efeitos importantes para o desempenho dos betões: i) a elevada superfície esférica juntamente com o alto teor de SiO₂, reage quimicamente com o hidróxido de cálcio (CH) produzindo silicato de cálcio hidratado (CSH), melhorando as propriedades mecânicas; ii) é um potenciador da reologia do betão, pois as partículas esféricas funcionam como um “lubrificante”, tendo um efeito fluidificante em misturas com baixos rácios W/B e;

iii) como efeito de filler, onde, as partículas não hidratadas atuam somente como filler, preenchendo os espaços vazios, aumentando a compacidade do betão, o que resulta num aumento da resistência à compressão do betão (Aïtcin, 1998; Gupta, 2014; Robalo, 2022; Shihada & Arafa, 2010; Spasojevic, 2008; Wetzel & Middendorf, 2019).

Nas resistências, é observável, na Figura 3.3, a influência da introdução de sílica de fumo na resistência à compressão dos betões, existindo um ganho de resistência conforme o aumento do teor de sílica de fumo, que leva a um menor rácio W/B. Também a elevada reatividade pozolânica da sílica de fumo leva a que, em idade jovem, o betão tenha um bom ganho de resistência (Kadri *et al.*, 2012; Smarzewski, 2019; Wu *et al.*, 2019). Contudo, a proporção máxima recomendada de sílica de fumo, em relação à massa de cimento, é de cerca de 10%.

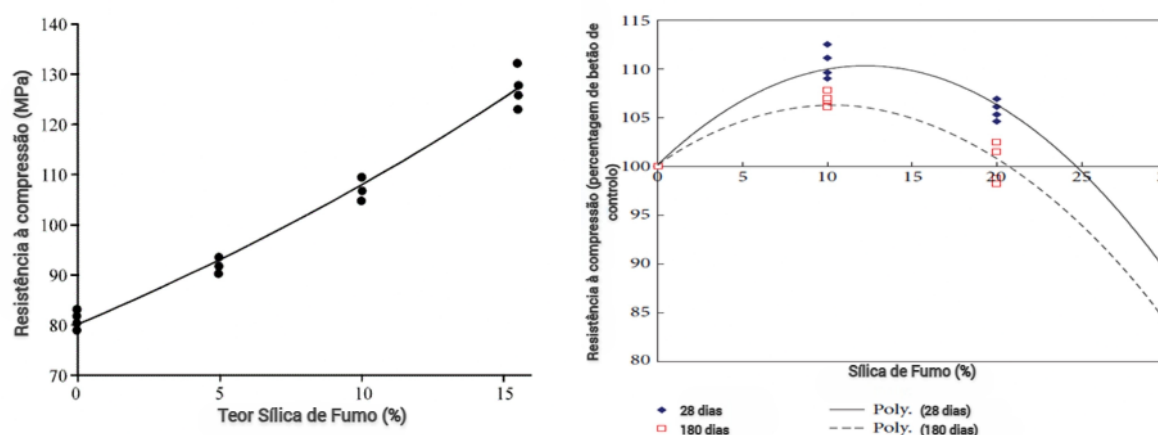


Figura 3.3 – Evolução da resistência à compressão com variação da percentagem de sílica de fumo (Kadri *et al.*, 2012; Wu *et al.*, 2019).

3.1.6. Agregados

Os agregados são o constituinte mais durável e geralmente mais resistente do betão (Nunes, 2001). Estes ocupam 60 a 80% do volume do betão (Nawy, 2002), e sabendo que as características dos agregados afetam imensamente as propriedades do betão, tanto em estado fresco como em estado endurecido, a escolha do agregado para um betão UHPC tem de corresponder às exigências mecânicas e de durabilidade deste tipo de betões. O módulo de elasticidade de um betão é o resultado combinado do módulo de elasticidade dos seus componentes na matriz ligante endurecida e o módulo dos seus agregados.

Nos agregados, a geometria e a textura da superfície afetam as características do betão. O uso de agregados lisos e arredondados resulta num melhoramento da

trabalhabilidade do betão. No entanto, os agregados britados tendem a aumentar a resistência à tração, devido à melhoria das condições de aderência entre os agregados e a pasta ligante; daí a importância que a superfície dos agregados apresente alguma rugosidade, contribuindo para a resistência, mas evitando o uso de agregados muito angulares de forma a afetar a trabalhabilidade do betão no estado fresco, obrigando ao aumento da utilização de água (Inácio, 2014).

Os agregados podem ser classificados de acordo com a sua dimensão. Os agregados designados como areias são habitualmente de dimensão máxima inferior a 5mm. Os agregados grossos já são de dimensões superiores a 5mm e podem ser considerados de britas se obtida a sua dimensão por fratura artificial (Inácio, 2014).

O agregado tradicionalmente usado no UHPC é, por norma, a areia siliciosa fina 0/0,5mm ou 0/1,0 mm. A eliminação de agregados grossos em misturas de UHPC e a consequente substituição por agregados mais finos, reduz a probabilidade de rotura prematura do betão. Esta alteração no tamanho dos agregados diminui também a porosidade da matriz, aumentando a compacidade, que leva a uma maior resistência mecânica e um melhor desempenho em termos de durabilidade; daí a sua utilização frequente na formulação de UHPC (Sohail *et al.*, 2020; Wille & Boisvert-Cotulio, 2015). Contudo, atualmente é aceitável incorporar no UHPC areias médias, bago ou areão, embora com uma proporção máxima de 20% a 25% do volume dos agregados. O uso de agregado de maior dimensão tem pouca influência na trabalhabilidade do betão. No entanto, a tensão de rotura do betão é afetada pela incorporação do agregado grosso; porém, esse efeito pode ser atenuado com o uso de fibras metálicas (Hasan *et al.*, 2022).

3.1.7. Água e superplastificante

A água utilizada no processo de amassadura das misturas foi a água da rede pública de abastecimento, uma vez que esta garante a adequação à produção de betões.

Conforme referido, o adjuvante selecionado foi o MasterEase 5025 da BASF. Segundo as fichas técnicas, este tipo de superplastificante, à base de éter-carboxilatos, tem um grande poder redutor de água e superplastificante, melhorando o acabamento e a textura da superfície do betão, aumentando a resistência inicial e final do betão. Além disso, o superplastificante confere ao betão um excelente comportamento reológico, com viscosidade reduzida e uma trabalhabilidade melhorada, excelente coesão e boa consistência.

3.1.8. Fibras

A incorporação das fibras nos betões, surgiu com a necessidade de ultrapassar a fragilidade do betão, garantindo-lhe uma maior ductilidade, e, consequentemente, um aumento de resistência, em particular à tração e à flexão. A adição de 1% de volume de fibras metálicas na matriz do betão, é suficiente para melhorar o comportamento à deformação (aumentando a sua ductilidade) e à fendilhação após a ocorrência da primeira fenda (melhorando consequentemente a durabilidade). Na ocorrência da fissuração, as fibras na matriz do betão permitem que haja transferência das tensões resultantes entre os bordos da fenda. Se as fibras resistirem, previne-se a fendilhação ou a sua propagação. Caso não resistam, dá-se uma rotura dúctil do betão. O desempenho das fibras na mistura varia com o tipo de betão, o tipo de fibra, a sua geometria, a distribuição, a densidade, a orientação e a ligação entre a fibra e a matriz (Kusumawardaningsih *et al.*, 2015), sendo que, para o controlo de fendilhação, as características mais importantes são o volume de fibras, a ancoragem e a resistência e rigidez da fibra.

Sendo possível tirar vantagem do uso simultâneo de diferentes tipos de fibras no betão, o uso de microfibras, por exemplo, controla a abertura e propagação de micro fendas, enquanto que as macro fibras controlam fendas maiores e contribuem para a resistência do betão (Su *et al.*, 2016). Entre os diferentes tipos de fibras, as mais usadas são as fibras metálicas, pois garantem um melhor desempenho mecânico da matriz do betão e são das mais eficientes, sem serem excessivamente caras (Buitelaar & Müller, 2020). Existem outros tipos de fibras passíveis de serem usadas como reforço da matriz de UHPC, tais como, fibras de polipropileno ou de outro tipo de polímeros, que são particularmente úteis no controlo da retração do betão, fibras Polyvinyl Alcohol (PVA), fibras de vidro, de basalto, de carbono, entre outras (Reda *et al.*, 1999), tendo também a vantagem da resistência à corrosão. A adição de fibras na matriz reduz a fluidez do material, afetando a trabalhabilidade do betão (De Figueiredo & Ceccato, 2015), estando este efeito relacionado com o volume e forma das fibras (Su *et al.*, 2016). Num volume superior a 2% de fibras de aço no betão, existe uma dificuldade acrescida na amassadura, podendo levar à aglomeração das fibras, segregação do betão. No sentido de proporcionar a trabalhabilidade adequado, é importante ajustar e otimizar o teor de superplastificante para um determinado tipo e volume de fibras na matriz (Felekoğlu *et al.*, 2007).

Um importante fator a considerar sobre as fibras é a sua geometria, podendo estas ser direitas, rugosas ou com extremidades em gancho, de forma a garantir uma melhor ancoragem entre o betão e as fibras, promovendo assim um maior aumento

de ductilidade. A geometria com extremidades em gancho prejudica a trabalhabilidade e a fluidez do betão, mas garante uma melhor resistência à compressão, até cerca de 50%, comparativamente com as fibras direitas sem gancho (Wu *et al.*, 2016).

A Figura 3.4 apresenta um resumo das características das fibras a utilizar na matriz do betão.

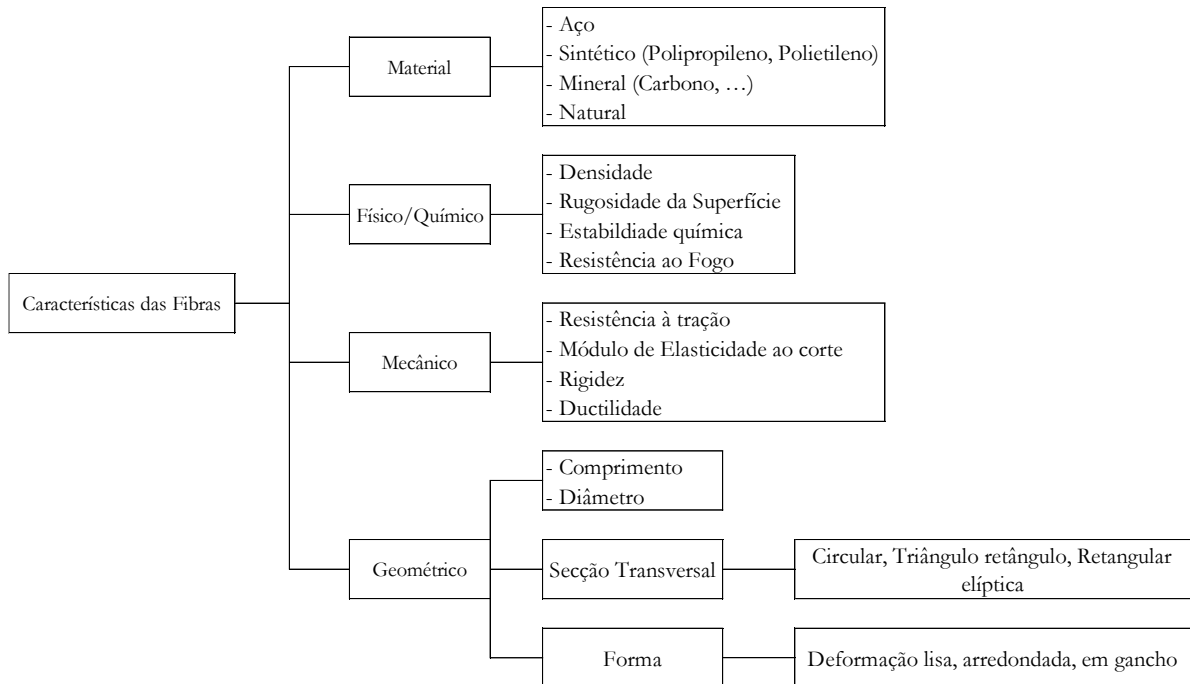


Figura 3.4 – Característica das fibras (Micelli *et al.*, 2020).

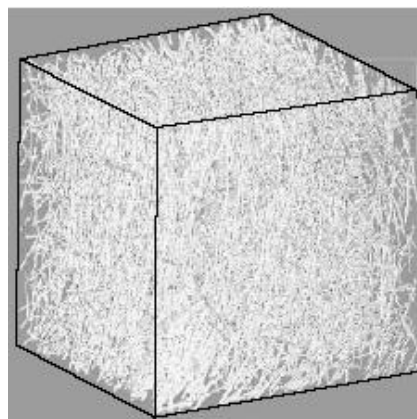


Figura 3.5 – Densidade das fibras (2% volume) num betão de elevado desempenho (Acker & Behloul, 2004).

3.2. Formulações

A estratégia para a formulação do UHPC de base e das soluções alternativas usando fibras e adições à matriz ligante baseou-se na revisão bibliográfica focada no desenvolvimento de soluções mais sustentáveis de UHPC. Inicialmente, considerou-se o UHPC tradicional (Tabela 3.10), que constitui a solução típica de mercado, como termo de comparação não apenas em termos de custo, mas também em termos da formulação. As formulações tradicionais assumem dosagens de cimento próximas de 900 kg/m³ e elevadas dosagens de sílica de fumo e de microfibras de aço, aumentando não apenas o custo/m³, mas também a sua pegada ecológica associada à produção de cimento e das fibras de aço, através da libertação de CO₂, e de consumo de energia não renovável.

Tabela 3.10 – Formulação ponderal tradicional do UHPC.

Cimento Portland	Sílica de Fumo	Farinha Quartzo	Areia Fina	Superplast.	Água	Microfibras de aço
1,0	0,2	0,2	1,0	0,04	0,25	0,15 a 0,2

A revisão bibliográfica permitiu verificar que, na última década, tem sido efetuado um esforço para desenvolver soluções de UHPC mais eco-eficientes e mais económicas, em particular reduzindo a dosagem de cimento Portland para valores que rondam os 550 a 650 kg/m³ (Zhang & Zhao, 2017), mantendo o nível de desempenho pretendido. Um dos parâmetros de referência foi exatamente fixar a dosagem de cimento Portland CEM I 52.5R em 600 kg/m³, tendo-se testado também a dosagem de 500 kg/m³. Um valor inferior afetaria a fluidez da mistura no seu estado fresco (Wang *et al.*, 2012; Zhou *et al.*, 2021). Além desse parâmetro, reduziu-se a dosagem habitual de pó na matriz, que habitualmente se fixa entre 1100 a 1200 kg/m³, para um valor de 1000 kg/m³, sendo este um valor que consegue garantir a fluidez, trabalhabilidade e estabilidade necessárias ao UHPC. Este foi comprovado através de testes preliminares e de outros estudos efetuados anteriormente. O valor complementar de pó na matriz ligante, 400 kg/m³, foi atribuído a uma mistura de filer calcário com cinza volante, opção sustentada por estudos desenvolvidos anteriormente (Robalo, 2022). Tendo em conta o betão de referência, definiram-se diferentes séries para o estudo paramétrico, variando os seguintes parâmetros: as proporções dos agregados, considerando um máximo de 20% de areia grossa ou de areão; o tipo e proporções de fibras de reforço (micro e

macro fibras de aço, macro fibras poliméricas e microfibras de vidro); o tipo e proporção de diferentes adições, como substitutos parciais do cimento Portland.

A mistura M0 será usada como mistura de referência para o desenvolvimento dos betões pretendidos. A escolha desta mistura como mistura de referência teve em consideração o desempenho pretendido e os parâmetros identificados na revisão bibliográfica. Além disso, validou-se a mistura em função do desempenho verificado em ensaios preliminares, a qual apresentou boa fluidez, estabilidade e reologia no estado fresco, combinado com os resultados das resistências mecânicas, sem necessidade de usar uma proporção exagerada de superplastificante.

A mistura M0 tem uma matriz à base de 1000 kg de pó, sendo 60% de cimento CEM I 52.5R, 25% de cinza volante e 15% de fíler; e uma razão W/B fixada em 0,21, resultando numa relação W/C=0,35; a mistura de agregados é de 80% de areia fina 0/1 mm e 20% de areia grossa 2/4mm; o reforço de fibras consiste em 100% de microfibras de aço OL13/0.16; e a quantidade de superplastificante ajustou-se para atingir a fluidez adequada sem segregação. No que respeita aos agregados, optou-se por incluir 20% de areia grossa 2/4mm de modo a reduzir a dosagem de superplastificante em relação à situação tradicional, apenas com areia fina 0/1 mm. O valor alvo do teor de ar na matriz fixou-se em 1% a 1,5%, valor que garante habitualmente uma boa fluidez da matriz deste tipo de betões, baixa viscosidade para libertar o ar e sem segregação; para o efeito, o teor de superplastificante foi ajustado em cada mistura.

A mistura M0 sem fibras (M0-SF) resulta dos mesmos parâmetros, sem as fibras de reforço, ajustando apenas a proporção dos agregados e o teor de superplastificante. Além da mistura M0, definiu-se e testou-se ainda a mistura M0-500, com menor dosagem de cimento (50% do pó da matriz), ajustando as proporções das adições.

Tendo em conta o betão de referência, definiram-se diferentes séries, variando os seguintes parâmetros: as proporções dos agregados, considerando um máximo de 20% de areia grossa ou de areão; o tipo e proporções de fibras de reforço (micro e macro fibras de aço, macro fibras poliméricas e microfibras de vidro); o tipo e proporção de diferentes adições (SCM), como substitutos parciais do cimento Portland.

3.2.1.1. Série de referência

A composição das misturas de referência, anteriormente descritas e justificadas, está sintetizada na Tabela 3.11.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

Tabela 3.11 - Formulação das misturas de referência.

Sigla	Referência		
	M0	M0-SF	M0-500
	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
Cimento I 52,5 R	600,0	600,0	500,0
Sílica de Fumo			
Pó de Vidro			
Cinza Volante	250,0	250,0	300,0
Fíler Calcário	150,0	150,0	200,0
GGBS			
GEFS			
Pozolana Natural			
Água	210,0	210,0	210,0
Superplastificante	21,0	21,0	19,0
MicroFibra =L13/.16	157,0		157,0
MacroFibra steel 3D			
Fibra Polimérica			
MicroFibra Vidro			
G0/1	801,5	851,7	789,2
G2/4	200,4	212,9	197,3
G4/8			

Conforme referido, o estudo foi organizado em função dos parâmetros estabelecidos inicialmente, organizado por séries, nas quais se fizeram variar os materiais granulares, as fibras e as adições, partindo do betão de referência M0.

3.2.1.2. Série 1

Na série 1 procedeu-se à variação dos agregados incorporados na mistura (Tabela 3.12), incorporando 20% de agregado mais grosso (areia 2/4mm e areão 4/8mm), respetivamente nas misturas M0 e M2, comparativamente à mistura M1, tradicionalmente com apenas areia fina 0/1mm.

Tabela 3.12 – Formulação da Série 1 – variação do tipo de agregado.

Sigla	Série 1		
	Agregados		
	M0	M1	M2
	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
Cimento I 52,5 R	600,0	600	600
Sílica de Fumo			
Pó de Vidro			
Cinza Volante	250,0	250	250
Filer Calcário	150,0	150	150
GGBS			
GEFS			
Pozolana Natural			
Água	210,0	210	210
Superplastificante	21,0	24	21
MicroFibra =L13/.16	157,0	157	157
MacroFibra steel 3D			
Fibra Polimérica			
MicroFibra Vidro			
G0/1	801,5	999,3	801,5
G2/4	200,4		
G4/8			200,4

3.2.1.3. Série 2

Na série 2, procedeu-se à variação da combinação de fibras a usar. As combinações selecionadas, comparativamente à mistura M0 (apenas com microfibras de aço), passaram por: incorporação de microfibras de aço e macro fibras de aço; combinação de fibras poliméricas com microfibras de aço e; combinação de fibras poliméricas com microfibras de vidro, (Tabela 3.13). A opção pela combinação híbrida de microfibras com macro fibras, do mesmo material ou combinando com outro não metálico, justifica-se com as limitações comprovadas pela bibliografia em usar isoladamente fibras não metálicas (Meng & Khayat, 2018; Ryu *et al.*, 2011). Como tal, em comparação à adição clássica de apenas microfibras de aço (M0), procurou-se promover sinergias de desempenho, resistências e ductilidade, com a adição parcial de macro fibras de aço (M3 e M3B), em diferentes proporções, e com a adição parcial de macrofibras poliméricas (M4); foi ainda testada a combinação de microfibras de vidro com macrofibras poliméricas (M4B).

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

Tabela 3.13 - Formulação da Série 2 – variação do tipo de fibras.

Sigla	Série 2				
	Fibras				
	M0	M3	M3b	M4	M4b
	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
Cimento I 52,5 R	600,0	600,0	600,0	600,0	600,0
Sílica de Fumo					
Pó de Vidro					
Cinza Volante	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0
Fíler Calcário	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0
GGBS					
GEFS					
Pozolana Natural					
Água	210,0	210,0	210,0	210,0	210,0
Superplastificante	21,0	18,0	16,8	21,0	30,0
MicroFibra =L13/.16	157,0	117,8	78,5	117,8	
MacroFibra steel 3D		39,3	78,5		
Fibra Polimérica				9,2	27,6
MicroFibra Vidro					13,3
G0/1	801,5	807,5	778,3	780,5	940,1
G2/4	200,4				
G4/8		201,9	194,6	195,1	

3.2.1.4. Série 3

Na Série 3 variou-se as combinações de adições, comparativamente à mistura utilizada na formulação M0, onde a adição considerada foi a cinza volante com fíler calcário. Além da necessidade de ajustar o superplastificante em função do tipo e proporção de adições, variou-se a proporção do fíler e das respectivas adições complementares (escória de alto forno e pozolana natural, respetivamente nas misturas M5 e M7), entre 150 e 250 kg/m³, das quais resultam as designações M5' e M7'. Na mistura M9, face à dosagem reduzida de sílica de fumo definida (5% do pó), o fíler assume uma dosagem de 35% do pó na matriz.

Tabela 3.14 - Formulação da Série 3 – variação do tipo de adições.

Sigla	Série 3							
	Adições							
	M0	M5	M5'	M6	M7	M7'	M8	M9
	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
Cimento I 52,5 R	600,0	600	600	600	600	600	600	600
Sílica de Fumo								50
Pó de Vidro							150	
Cinza Volante	250,0							
Fíler Calcário	150,0	250	150	250	250	250	250	350
GGBS		150	250			150		
GEFS				150				
Pozolana Natural					150	250		
Água	210,0	210	210	210	210	210	210	210
Superplastificante	21,0	28,2	21	30	30	28,2	27	23,4
MicroFibra =L13/.16	157,0	157	157	157	157	157	157	157
MacroFibra steel 3D								
Fibra Polimérica								
MicroFibra Vidro								
G0/1	801,5	809	837,5	841,9	775,6	734	818	816,9
G2/4	200,4			210,5	193,6	183,5	204,5	204,2
G4/8		202,5	209,4					

3.3. Descrição dos ensaios para caracterização das propriedades mecânicas

3.3.1. Resistência à compressão

Os ensaios para a obtenção das resistências à compressão e à tração por flexão têm como objetivo a caracterização do desempenho das misturas, previamente definidas e corrigidas considerando os resultados dos ensaios no estado fresco. Para estes ensaios, foram usados provetes prismáticos de dimensões 40×40×160mm³, ensaiados primeiro à flexão de 3 pontos e posteriormente à compressão entre placas de 40×40mm². Foram usados 3 provetes no ensaio de flexão por idade para cada mistura e 6 provetes no ensaio de compressão por idade para cada mistura. Foram também ensaiados à compressão 2 provetes cúbicos de 50×50×50mm³, para comparação com os resultados dos ensaios mencionados anteriormente, por idade e para cada mistura, nas seguintes idades: 28, 56, 90 e 150 dias.

Para o ensaio de resistência à compressão, f_c , foram seguidos os procedimentos definidos na norma NP EN 196-1 (1996), resumindo-se os procedimentos nos seguintes passos:

- I. Limpeza cuidada de todas as superfícies de ensaio, da máquina e do provete;
- II. Remoção do excesso de humidade das superfícies do provete;
- III. Posicionamento dos provetes cúbicos de forma que a carga seja aplicada perpendicularmente à direção da moldagem;
- IV. Centrar o provete relativamente aos pratos de ensaio e alinhá-los à face superior e inferior do provete;
- V. Aplicação da carga;
- VI. Registo da carga máxima aplicada, até à rotura do provete, em kN;

Após a realização o ensaio, é determinada a resistência à compressão, f_c , através da seguinte expressão:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (1)$$

onde f_c é a resistência à compressão, em MPa, F é a carga máxima à rotura em Newtons (N), e A_c é a área da secção transversal do provete (mm^2), na qual a força de compressão foi aplicada. Na resistência à compressão das metades dos provetes prismáticos, cada provete é ensaiada entre pratos de $40 \times 40 \text{ mm}^2$, determinando-se posteriormente o valor médio da resistência à compressão.

Para análise e estimativa da evolução da resistência média à compressão com a idade, foi definida a correspondente curva de endurecimento utilizando as expressões do EC2 (EN 1992-1, 2004):

$$f_{cm}(t) = \beta(t) * f_{cm} \quad (2)$$

com

$$\beta(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (3)$$

Onde: $f_{cm}(t)$ é a tensão média de rotura do betão à compressão à idade t (dias); t é a idade do betão, em dias; f_{cm} é a tensão média de rotura aos 28 dias de idade; $\beta(t)$ é um coeficiente de endurecimento do betão, que varia com a idade do betão; o

coeficiente s (ou s_c) é o coeficiente que depende do tipo/classe de cimento. Para as misturas em estudo, adotou-se um coeficiente s de 0,35, pois enquadra-se melhor na evolução das resistências medidas; este deve-se ao elevado teor de adições utilizado (40%), muitas delas com efeito pozzolânico ou hidráulico latente.

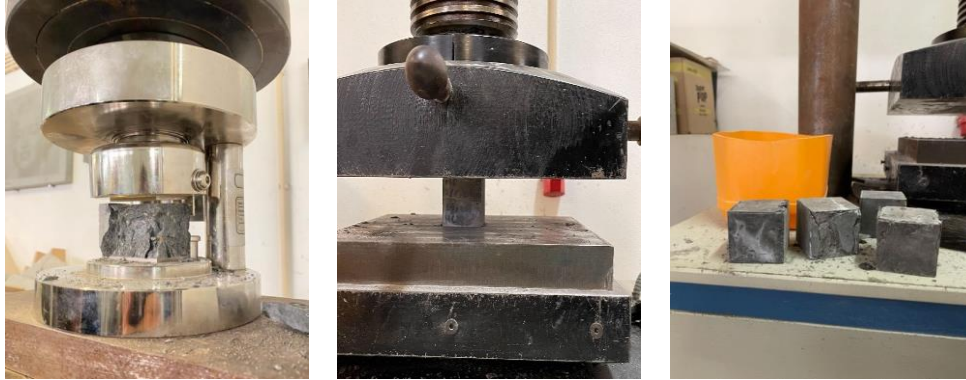


Figura 3.6 – Ensaio de caracterização da resistência à compressão do UHPCs desenvolvidos.

3.3.2. Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade em compressão dos vários betões foi ensaiado e calculado com base nos procedimentos definidos na especificação LNEC E397 (1993). Para a determinação do valor médio do módulo de elasticidade foram utilizados provetes prismáticos de dimensões $50 \times 50 \times 300 \text{ mm}^3$, onde é aplicada uma carga de compressão cíclica, entre um valor mínimo e máximo de tensão, sendo medidas as deformações que ocorrem entre cada ciclo, até a diferença entre as deformações de ciclos consecutivos cumprir o critério de convergência. A carga máxima depende da tensão de rotura à compressão do betão, f_c . Para a medição das deformações, são fixas pastilhas “*demec*” nas duas faces opostas do provete, medindo-se a deformação através da variação da dimensão longitudinal, usando um alongâmetro, conforme mostra a Figura 3.7. Os procedimentos descritos na norma são apresentados seguidamente de forma resumida:

- I. Fixação das pastilhas *demec* nas faces do provete (Figura 3.7);
- II. Centrar o provete na máquina de ensaio;
- III. Aplicar uma tensão inicial de 0,5 MPa (σ_b) e ler a extensão (ε_b).
- IV. Aumentar a tensão de forma contínua, a uma velocidade de $0,5 \pm 0,1$ MPa por segundo, até à tensão máxima, σ_a . Manter a tensão aplicada por 30 segundos e efetuar as leituras das extensões até 60 segundos;

- V. As diferenças nas extensões ($\epsilon_a - \epsilon_b$) nas várias bases de medida, entre as faces do provete, não devem diferir em mais de 10%. Se tal não acontecer, terá de se retirar a carga e centrar de novo o provete.
- VI. Repetir a centragem e os ciclos de carga até que a diferença de variação da extensão, entre ciclos consecutivos, seja inferior ao erro especificado de 10% na diferença de extensões ($\epsilon_a - \epsilon_b$), entre as medições nas faces.

Depois do ensaio realizado, o módulo de elasticidade, E_c , é calculado usando a seguinte expressão:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{(\sigma_a - \sigma_b)}{(\epsilon_{a,n} - \epsilon_{b,n})} * 10^{-3} \quad (4)$$

sendo: E_c o módulo de elasticidade em GPa; σ_a a tensão máxima aplicada (em MPa); σ_b é a tensão inicial aplicada, de 0,5 MPa; $\epsilon_{a,n}$ é a extensão correspondente à tensão σ_a medida no n-ésimo ciclo da carga-descarga e; $\epsilon_{b,n}$ é a extensão correspondente à tensão σ_b medida no n-ésimo ciclo da carga-descarga.

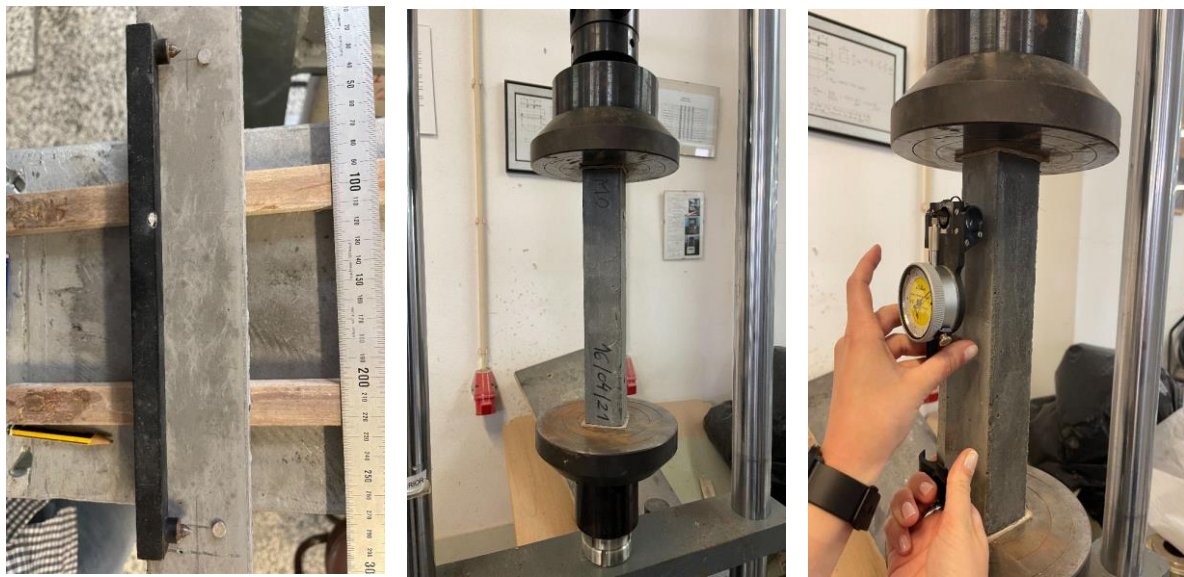


Figura 3.7 – Ensaio do módulo de elasticidade.

3.3.3. Resistência à tração por flexão

Para o ensaio à tração por flexão de 3 pontos (Figura 3.8), nos provetes prismáticos de 40×40×160mm³, foram seguidos os procedimentos da norma NP EN 196-1 (1996), que são resumidamente:

- I. Limpeza cuidada de todas as superfícies de ensaio, da máquina e do provete;
- II. Remoção do excesso de humidade das superfícies do provete;
- III. Posicionamento dos provetes, corretamente centrados e com o eixo longitudinal do provete perpendicular ao eixo longitudinal dos roletes superiores e inferiores do dispositivo;
- IV. Assegurar que a direção de referência de aplicação da carga é perpendicular à direção de moldagem do provete;
- V. Aplicação da carga, à velocidade de 150 N/s;
- VI. Registo da carga máxima aplicada, até à rotura do provete.

A resistência à tração por flexão do betão, $f_{ctm,f}$, é determinada usando a seguinte expressão:

$$f_{ctm,f} = \frac{3 * F * L}{2 * d_1 * d_2^2} \quad (5)$$

em que: $f_{ctm,f}$ é a resistência à tração por flexão (MPa); F é a carga máxima aplicada em Newtons (N), L é a distância entre os roletes inferiores de apoio para o provete, em mm; e d_1 e d_2 são as dimensões laterais do provete, em mm.

A evolução da resistência à tração por flexão, $f_{ctm,f}$, com o tempo $f_{ctm,f}(t)$, foi estimada usando a seguinte expressão:

$$f_{ctm,f}(t) = \beta(t)^\alpha \times f_{ctm,f} \quad (6)$$

Onde: $f_{ctm,f}(t)$ é a tensão média de rotura do betão à tração por flexão à idade t , em MPa; $f_{ctm,f}$ é a tensão média de rotura do betão à tração por flexão aos 28 dias de idade; $\beta(t)$ é o coeficiente de endurecimento do betão, que varia com a idade do betão, como demonstrado anteriormente, na equação (3); o coeficiente α , que varia com o tempo, considera condições de cura e secagem (se $t < 28$ dias, $\alpha = 1$; se $t \geq 28$ dias, $\alpha = 2/3$).



Figura 3.8 – Ensaio de caracterização da resistência à tração por flexão.

3.3.4. Resistência à tração direta

O ensaio de resistência à tração direta foi realizado com base na recomendação RILEM CPC7 (1975), nas misturas M0, M3 e M4. A escolha destas misturas deve-se ao facto das restantes séries reforçadas com fibras apresentarem resistências à flexão relativamente semelhantes, considerando-se relevante fazer esta caracterização apenas para as misturas com diferentes situações de reforço e que tenham o desempenho mecânico adequado para o projeto: M0, total de 2% microfibras de aço; M3, reforço com 1,5% microfibras de aço e 0,5% de macrofibras de aço; M4, reforço com 1,5% microfibras de aço e 1% de macrofibras poliméricas. Optou-se por realizar-se o ensaio aos 56 dias, em detrimento da idade 28 dias, para se desenvolver efeito pozolânico na matriz. Os provetes para o ensaio de tração direta são provetes denominados *dog-bone*, devido ao seu formato semelhante a um osso (Figura 3.9), em que as extremidades do provete, zona de amarração para o ensaio, têm uma maior largura que a zona útil do provete, com uma secção de dimensões 40×80mm². O ensaio de tração foi realizado num pórtico rígido de reação, com vigas travessas em diferentes alturas, uma das extremidade do provete foi fixo à viga travessa inferior furada e a extremidade superior do provete foi fixa ao servo-atuador. O provete foi preso na cabeça de amarração usando placas metálicas, que transferem a força de tração ao provete, sem aplicar forças de compressão. As placas superiores foram fixas ao atuador de 200 kN de capacidade à tração. O ensaio foi realizado com controlo de deslocamento, aplicando uma força uniaxial de tração no provete até à rotura. Ao longo do ensaio, a força e o deslocamento entre zonas delimitadas no provete foram medidas. As deformações por extensão/alongamento dos provetes foram medidas com recurso a LVDTs posicionados nessa zona, com extensão de 180mm. Para a obtenção da resistência à tração direta, foi usada a seguinte expressão:

$$f_t = F/A_c \quad (7)$$

em que: f_t é a resistência à tração, em MPa; F é a carga até à rotura, em Newtons (N); e A_c é a área da secção transversal da zona útil do provete onde se dá a rotura, em mm^2 . Foram ensaiados 3 provetes para cada uma das misturas (M0, M3 e M4).

Para a obtenção das curvas tensão-extensão, foi necessário calcular a extensão a partir do alongamento medido pelos LVDT's, aplicando-se a seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_m}{180} \quad (8)$$

Onde: ε é a extensão, ΔL_m é o alongamento médio registado nos LVDT's, em mm, efetuado entre os pontos de fixação distanciados 180 mm.

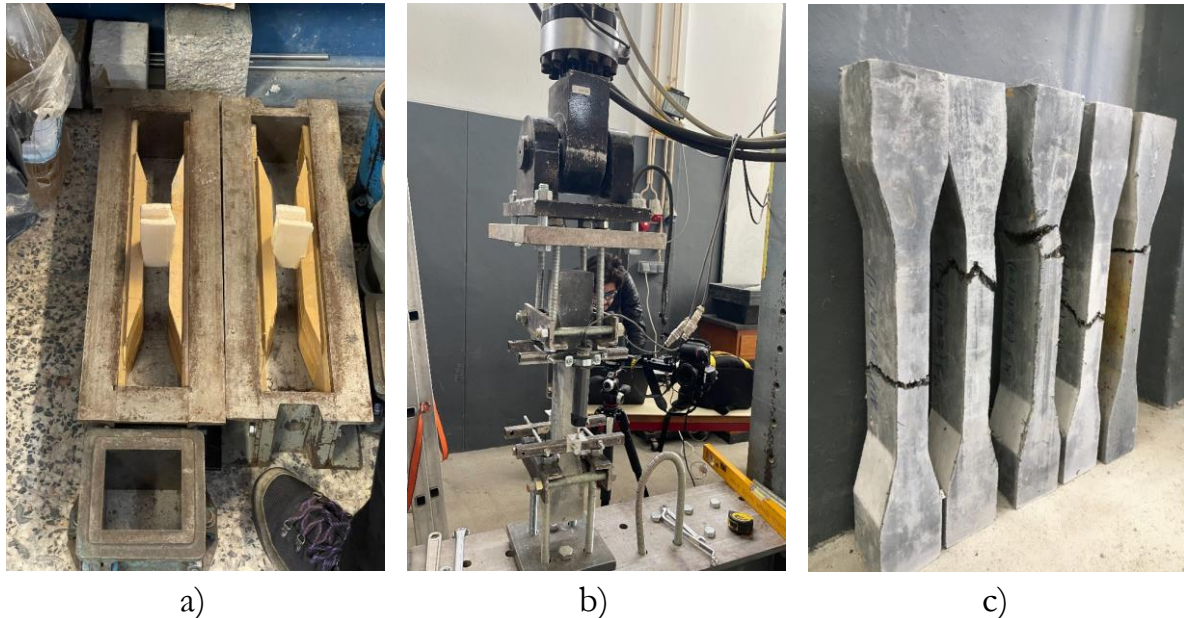


Figura 3.9 – Provetes *dog-bone*: a) moldes dos provetes; b) esquema do ensaio de tração direta; c) provetes fendilhados após ensaio.

3.3.5. Flexão Pura

O ensaio para determinar a resistência à flexão pura, de 4 pontos, foi realizado seguindo os procedimentos da norma NP EN 12390-5 (2009), que são semelhantes aos procedimentos seguidos para a realização do ensaio de resistência à tração por flexão simples, sendo a diferença a aplicação da carga; neste caso, a força é aplicada em dois pontos, nos terços do vão. A carga aplicada pelo atuador é distribuída por 2 roletes de aço (Figura 3.10) com o objetivo de originar apenas flexão pura no terço central do provete. Para este ensaio, foram usados 2 provetes de dimensões

50×50×300mm³, com os roletes superiores a distanciarem-se 67mm entre si, e os roletes inferiores de apoio afastados 200mm. De forma a medir rigorosamente a força aplicada e a deformação, foram usados no ensaio, não apenas uma célula de carga com capacidade máxima de 200 kN, mas também LVDTs medir o deslocamento médio no terço central. Usou-se a seguinte expressão para determinar a tensão máxima aplicada nos provetes:

$$f_{cf} = \frac{\frac{F}{2} * \frac{1}{3} * 0,2}{W} \quad (9)$$

onde: f_{cf} é a resistência à flexão, em MPa; W é o módulo de flexão, em mm³. Para melhor análise dos resultados, em particular da resistência à flexão pura, definiram-se as curvas tensão-deslocamento, um gráfico com a tensão máxima de rotura, e os respetivos desvios. Além disso, definiu-se um gráfico com o rácio entre as resistências à flexão pura e as resistências à flexão simples.



Figura 3.10 – Ensaio para determinar a resistência à flexão pura.

3.3.6. Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral, f_{ct} , tem como princípio a aplicação de uma força de compressão numa zona estreita ao longo do comprimento do provete, e as tensões ortogonais resultantes provocam a rotura total do provete, geralmente com uma superfície de fratura bem definida nas matrizes sem fibras. Para

a caracterização da resistência à tração por compressão diametral, foram ensaiados provetes prismáticos de 2 dimensões diferentes, $50 \times 50 \times 100 \text{ mm}^3$ e de $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$. De acordo com a norma NP EN 12390-6 (2003), os provetes prismáticos originam, em média, resistências à tração por compressão diametral 10% maiores do que os provetes cilíndricos. Os procedimentos seguidos para a realização do ensaio estão definidos na NP EN 12390-6 (2003), e são resumidamente apresentados a seguir:

- I. Se o provete estiver armazenado em água, remover o excesso de humidade da superfície.
- II. Limpar todas as superfícies da máquina de ensaio e do provete, de forma a evitar que qualquer resíduo fique em contacto com as faces;
- III. Posicionar o provete centrado na máquina de ensaio, colocar cuidadosamente as peças para aplicação da carga ao longo do topo e da base do provete. Colocar uma faixa de cartão prensado de alta densidade entre as peças de carga metálicas referidas anteriormente e o provete;
- IV. Aplicação da carga conforme a velocidade especificada;
- V. Aplicar a carga até à rotura do provete e registar a máxima carga obtida.

A resistência à tração por compressão diametral, f_{ct} , é dada pela seguinte expressão:

$$f_{ct} = \frac{2 * F}{\pi * L * d} \quad (10)$$

onde: f_{ct} é a resistência à tração por compressão diametral, em MPa; F é força de rotura do provete, em Newtons (N); L é o comprimento da linha de contacto do provete, em mm; d é a dimensão da secção transversal, em mm. No caso dos provetes de menor dimensão, aplicou-se a carga usando 2 varões lisos de aço (Figura 3.11).

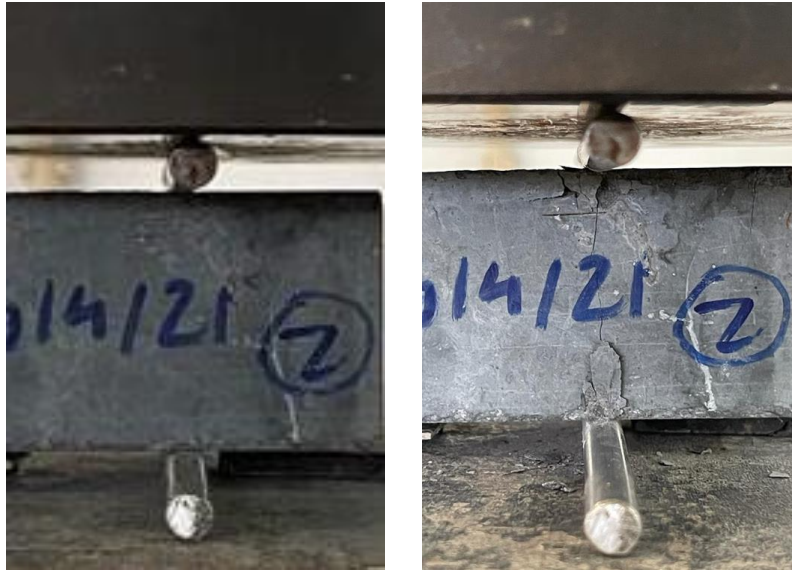


Figura 3.11 – Ensaio de caracterização das resistências à tração por compressão diametral.

3.3.7. Resistência à tração por flexão simples – Energia de Fratura e tensão residual

Resistência à tração por flexão simples - provetes 100×100×500mm³

A resistência à flexão simples foi igualmente caracterizada em 2 provetes de maior dimensão 100×100×500mm³, com ensaio de flexão de 3 pontos, de acordo com a norma NP EN 12390-5 (2009), (Figura 3.12), para cada mistura seleccionada (M0, M3 e M4).

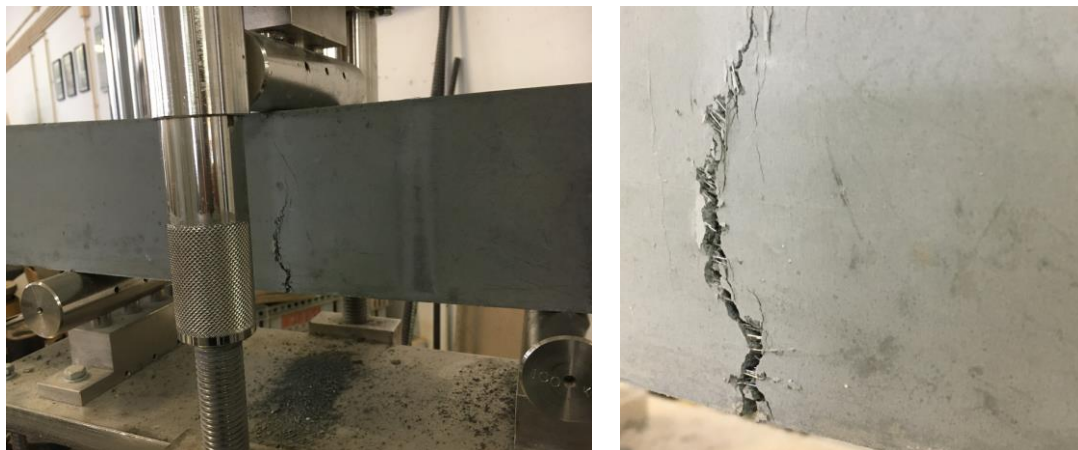


Figura 3.12 – Ensaio de resistência à flexão simples de 3 pontos, em provetes de 100×100×500mm³.

Resistência à tração por flexão – Energia de Fratura

A energia de fratura (G_F) é caracterizada como a energia necessária absorvida pelo provete para levar à rotura por flexão uma unidade de área. Para a obtenção da

energia de fratura, usando um ensaio de flexão simples em 3 pontos (Figura 3.13), foram seguidos os procedimentos ditados nas normas EN 14651 (2005) e RILEM TC50-FMC (1985). O ensaio foi realizado aos 90 dias de idade dos provetes, de forma a promover o efeito pozolânico das misturas. Foram ensaiados dois provetes por mistura. Os provetes usados para o ensaio são provetes de dimensões $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$, existindo na face inferior do provete, um entalhe, realizado na betonagem, com 16mm de profundidade e 5mm de largura, para o controlo do local de rotura. Este ensaio é realizado com recurso a um servo-atuador, que aplica a carga, sendo a força medida através de uma célula de carga. São usados LVDTs, transdutores para medição e monitorização dos deslocamentos do provete ao longo do ensaio. Entre os bordos do entalhe na face inferior, é aplicado um dispositivo para medir a abertura da fenda, em mm, ao longo do ensaio. O ensaio realizou-se com a aplicação da carga até à rotura, e para obter o comportamento pós-rotura, numa fase onde o comportamento à tração por flexão simples é residual e praticamente linear, a força foi aplicada por controlo de deslocamento. Para a obtenção do valor da energia de fratura, utilizou-se a seguinte expressão:

$$G_F = \frac{W_0 + mg * \delta_0}{A_{lig}} \quad [N/m \text{ (J/m}^2)] \quad (11)$$

onde: G_F é a energia de fratura; W_0 é a área limitada pela curva do gráfico Força-Deslocamento ($F-\delta$), em kN.m; m é a massa do provete, em kg; g é a aceleração da gravidade, $9,81 \text{ m/s}^2$; δ_0 é a deflexão máxima do provete, em mm; A_{lig} é a área efetiva do provete, em m^2 , descontando a profundidade do entalhe.

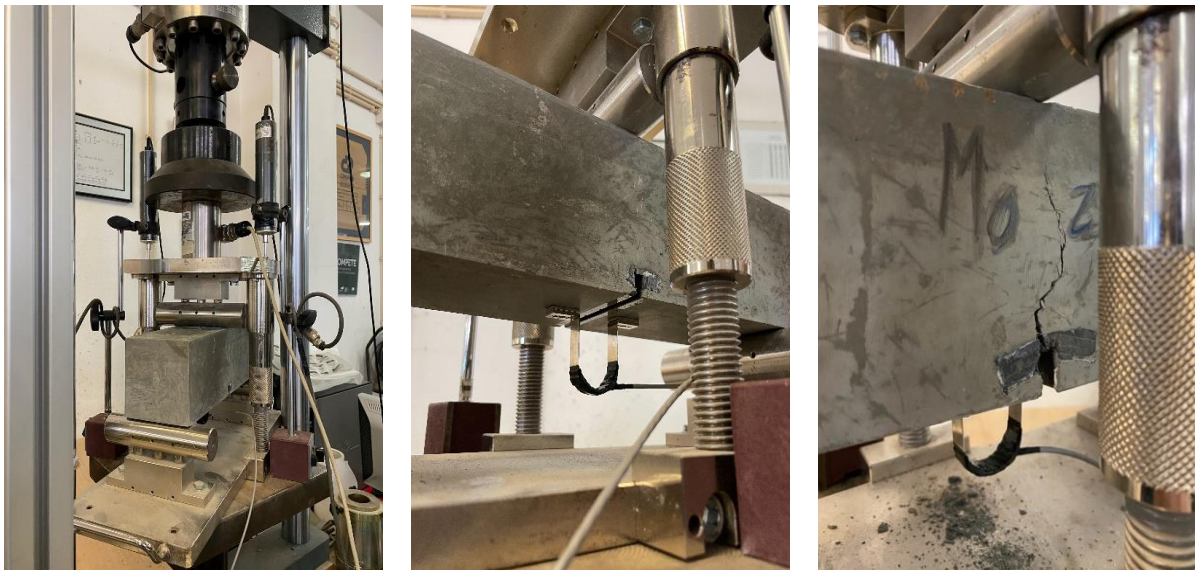


Figura 3.13 – Ensaio de caracterização da resistência à tração por flexão simples – energia de fratura.

Resistência à tração por flexão – tensão residual

A tensão residual ($f_{R,j}$), caracteriza o comportamento pós-rotura dos provetes. Segundo a descrição da norma EN 14651 (2005), tensão residual de esforços de flexão é uma tensão na extremidade do entalhe num prisma sujeito a uma carga atuante no centro do provete, F_j , que corresponde a $CMOD_j$ (*crack mouth opening displacement*). $CMOD$ representa o afastamento medido entre bordos da fenda do entalhe durante o ensaio, sendo a tensão residual calculada em 4 valores do afastamento medido do entalhe, $CMOD_j$, $j=1,2,3,4$, sendo $CMOD_1=0,5\text{mm}$, $CMOD_2=1,5\text{mm}$, $CMOD_3=2,5\text{mm}$ e $CMOD_4=3,5\text{mm}$. Para o cálculo da tensão residual, é usada a seguinte expressão:

$$f_{R,j} = \frac{3 * F_j * L}{2 * b * h_{sp}^2} [N/mm^2] \quad (12)$$

onde: $f_{R,j}$ é a tensão residual, em N/mm^2 ; F_j é a força correspondente com $CMOD=CMOD_j$, em Newtons; L é o comprimento do provete, em mm; b é a largura do provete, em mm; h_{sp}^2 é a altura do provete desde o topo até ao entalhe, em mm.



Figura 3.14 – Ensaio da resistência à tração por flexão simples – Energia de fratura e tensão residual.

3.3.8. Ensaio para estudar as propriedades mecânicas dos UHPC após exposição a temperaturas elevadas

O objetivo deste ensaio é avaliar as resistências mecânicas (compressão e tração por flexão) de uma mistura UHPC à temperatura ambiente, e comparar com as resistências após a exposição do betão a temperaturas de 300, 500 e 700°C. Para este efeito foram produzidos provetes prismáticos de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ e provetes cúbicos de 5cm. Após 28 dias de idade, numa primeira fase, foram realizados ensaios à temperatura ambiente de 20°C, para serem usados como referência. Os restantes provetes foram expostos às temperaturas de 300, 500 e 700°C, durante 20 minutos, com rampas de aquecimento médio de 5°C/min. A exposição a temperatura elevadas foi realizada numa mufla eléctrica (Figura 3.15). Para reduzir a humidade da matriz e assim diminuir a probabilidade de ocorrência de spalling, os provetes foram colocados numa estufa durante 24h a 40°C antes de serem aquecidos até às temperaturas definidas.



Figura 3.15 – Mufla Eléctrica.

No ensaio de resistência mecânica de compressão e tração por flexão dos provetes, procedeu-se de acordo com as normas estabelecidas previamente nas secções 3.3.1 e 3.3.3 (resistência à compressão e tração por flexão, respetivamente) (Figura 3.16).

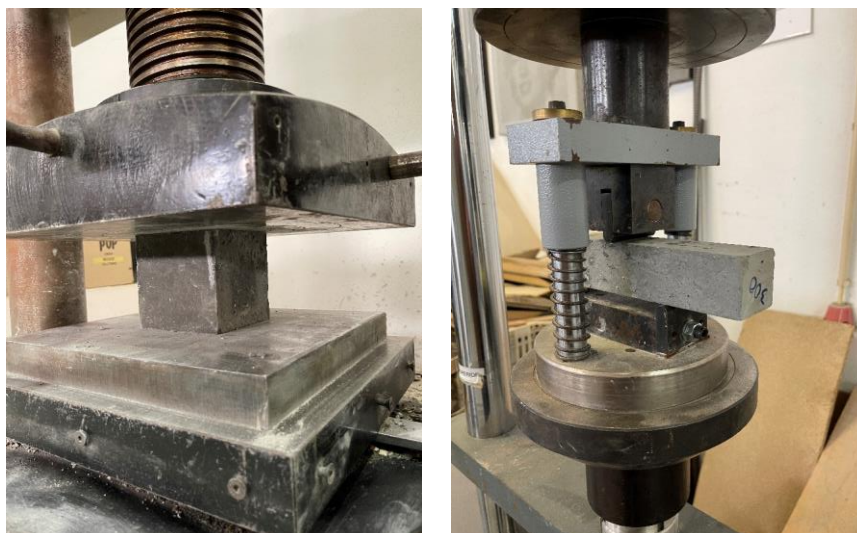


Figura 3.16 – Ensaio de resistência à compressão e à tração por flexão simples.

A mistura utilizada na produção dos provetes foi a mistura M4, tendo uma solução híbrida de fibras metálicas (1.5%) e poliméricas (1.0%). Optou-se pela mistura M4, pois estudos prévios (Kalifa et al., 2001; Liang et al., 2018; Serrano et al., 2016) indicam que a solução híbrida de fibras é a mais adequada para controlar a microfendilhação e o efeito de spalling.

A composição e as quantidades para a produção de 1m³ de UHPC (M4) estão apresentadas na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Constituintes da mistura.

Constituintes	Tipo	Quantidade (kg/m ³)
Cimento (CEM)	I 52,5R	600,0
Cinza Volante (FA)	Classe F	250,0
Fíler Calcário (LF)	Microfíler	150,0
Água	Rede pública	210,0
Superplastificante	GS526	25,2
Microfibras Metálicas	OL13/0.16	117,8
Microfibras Poliméricas	12/0.04	9,2
Agregado Grosso	4/8mm	194,0
Areia Fina	0/1mm	776,0

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1. Resistência à Compressão

Resultados das resistências à compressão

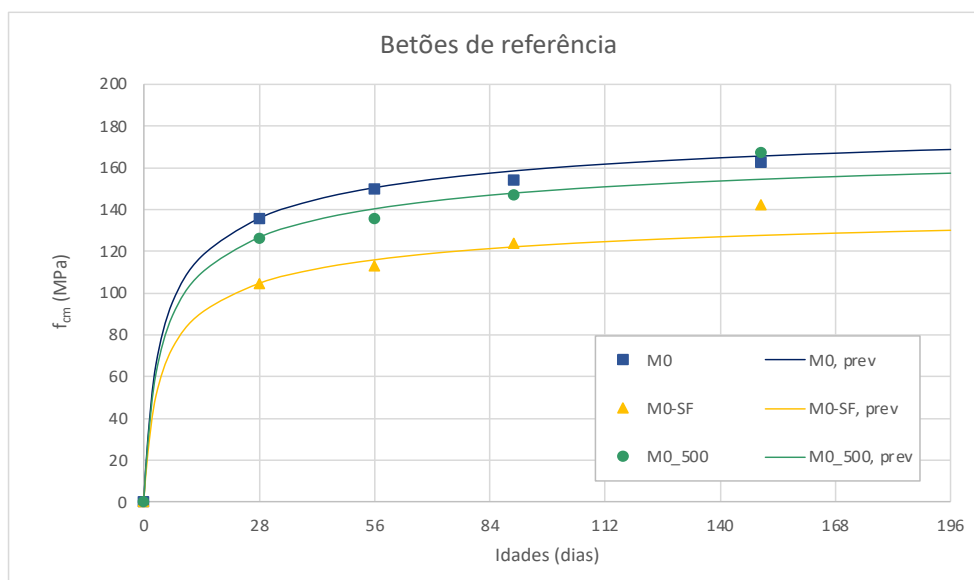
A análise seguinte avalia a evolução das resistências à compressão nas misturas, ao longo do tempo, divididos pelas séries consideradas, variando a formulação da matriz, em agregados, fibras e adições, tendo como referência a mistura M0 (Figura 4.1). É possível verificar que a mistura de referência M0 tem um bom comportamento à compressão, destacando-se das restantes misturas.

Nas misturas de referência, a evolução da resistência à compressão com a idade demonstra o efeito pozolânico em todas as misturas, sendo esse efeito maior na mistura M0-500 e em idades avançadas, 150 dias, provavelmente resultante da elevada dosagem de cinza volante. A evolução da resistência à compressão da mistura M0-SF (sem fibras de reforço) depende obviamente da matriz ligante, apesar de ter menor resistência em idades jovens, essa resistência aumenta de modo mais acentuado em idades avançadas.

Na série 1 destaca-se ainda o efeito negativo do uso de agregados de maiores dimensões, mistura M2, comparativamente às misturas M1 e M0, com areia fina 0/1mm e com a mistura desta (em 80%) com areia média 2/4mm (em 20%), respetivamente. A mistura de uma fração mais grossa de areia na mistura M0, embora descontinuando a granulometria na fração 1/2mm, demonstrou ser benéfica comparativamente à M1 (com 100% de areia fina), não apenas promovendo boa trabalhabilidade com menor dosagem de superplastificante, mas essencialmente promovendo uma elevada compacidade e um elevado desempenho mecânico. Porém, a substituição de 20% do agregado por areão, já constitui uma elevada descontinuidade granulométrica e menor compacidade (provada pelo maior teor de ar), o que origina uma elevada concentração de tensões nos bagos de areão e na sua ITZ (zona de transição da interface) com a pasta, provocando aparentemente reduções de resistência até cerca de 20%, em comparação com a mistura M0. Contudo, este efeito aparenta ser mais relevante em idades mais jovens, e tende a atenuar aos 150 dias. A incorporação desta fração de areão nas misturas com macrofibras (M3, M3B e M4), poderá ter condicionado alguns dos resultados de evolução das mesmas, embora em menor amplitude que o efeito favorável ou prejudicial da combinação de fibras.

A introdução das fibras, série 2, originou uma maior variação da resistência à compressão. As misturas com macrofibras metálicas têm resistências próximas da mistura referência M0, apenas nas idades jovens. Contudo, as resistências não evoluem significativamente com a idade, talvez porque as macrofibras originam maiores concentrações de tensões na interface com a matriz fina do UHPC. Ainda assim, a mistura M3 (1,5% vol. microfibras; 0,5% vol. macrofibras) apresenta um aumento de resistência um pouco maior que a da mistura M3B, que se mantém quase constante ao longo do tempo. Destaca-se ainda o efeito negativo da substituição total das fibras metálicas por fibras poliméricas e de vidro, na resistência à compressão. Exemplo disso são os resultados da mistura M4B, que permitem verificar que esta mistura tende a manter constante a resistência com a idade. A mistura M4 apresenta uma evolução semelhante à M3, o que era expectável porque têm a mesma quantidade de microfibras de aço, apenas as macrofibras são substituídas pelas poliméricas.

Na série 3 variaram-se as adições, em tipo e proporção. Os resultados da evolução da resistência são muito coerentes, uma vez que apresentam uma tendência de evolução semelhante à mistura M0. Destacam-se as misturas M6 e M8, que substituem cinza volante da referência M0 por escória de forno elétrico e pó de vidro moído, respetivamente; têm uma resistência inicial ligeiramente menor à de referência, mas essa resistência evolui de forma favorável com o aumento da idade. Também a mistura M7, com adição de pozolana natural, mostra um aumento significativo da resistência à compressão em idades mais avançadas, em particular aos 150 dias.



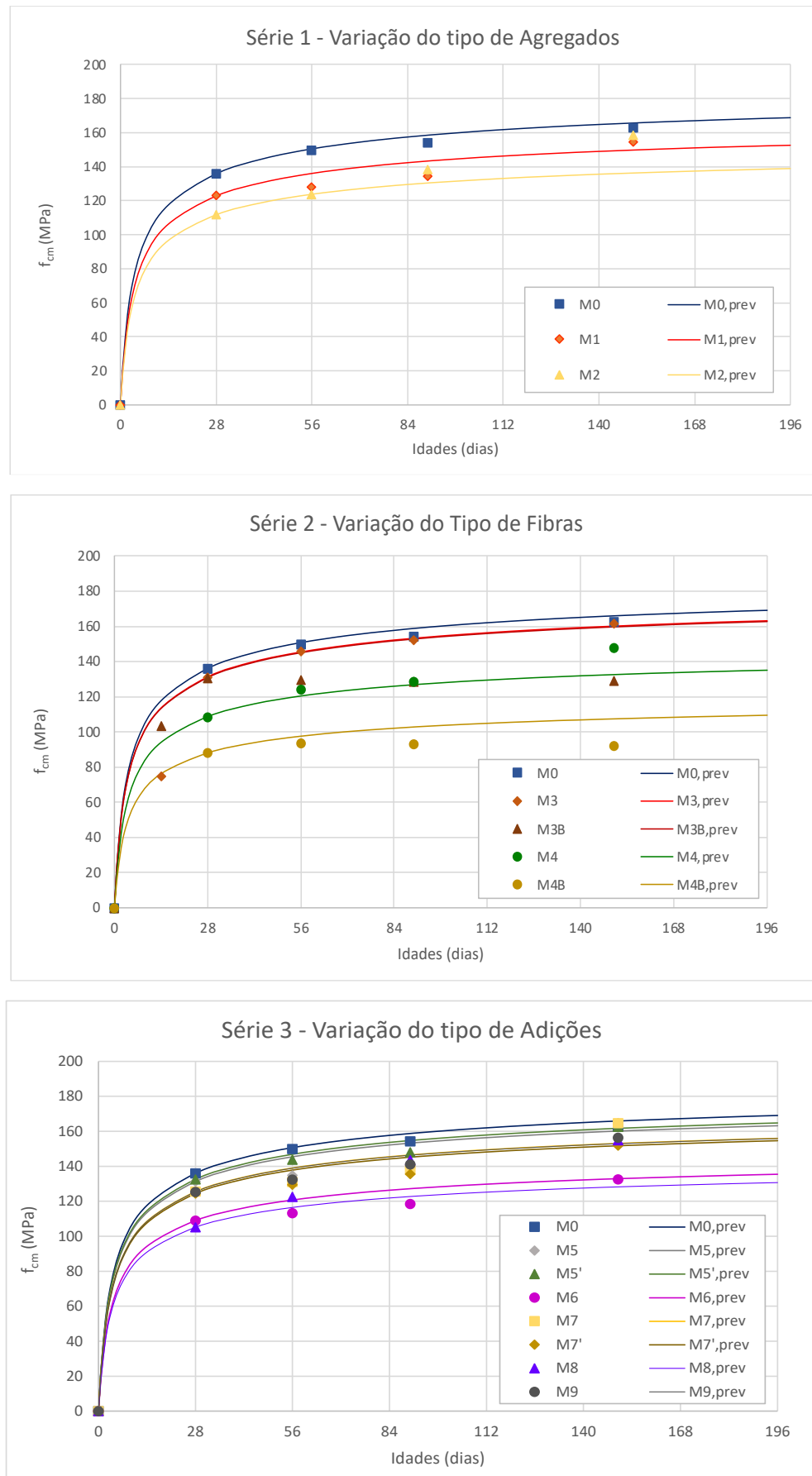
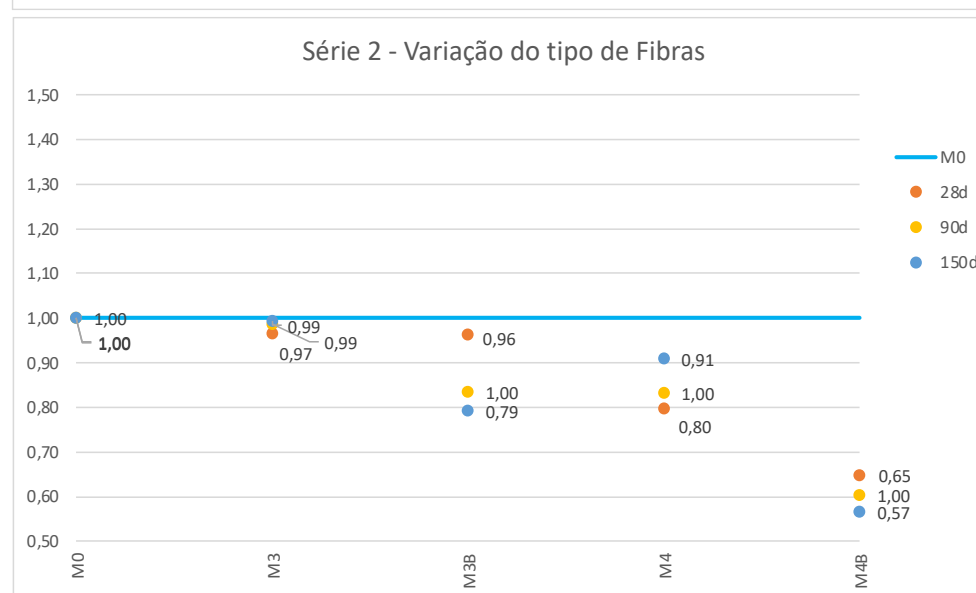
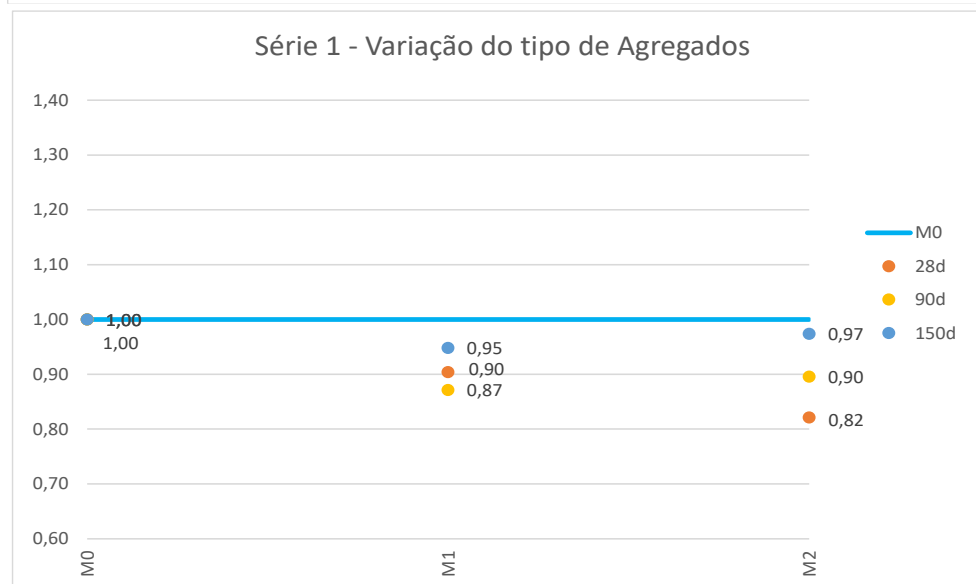
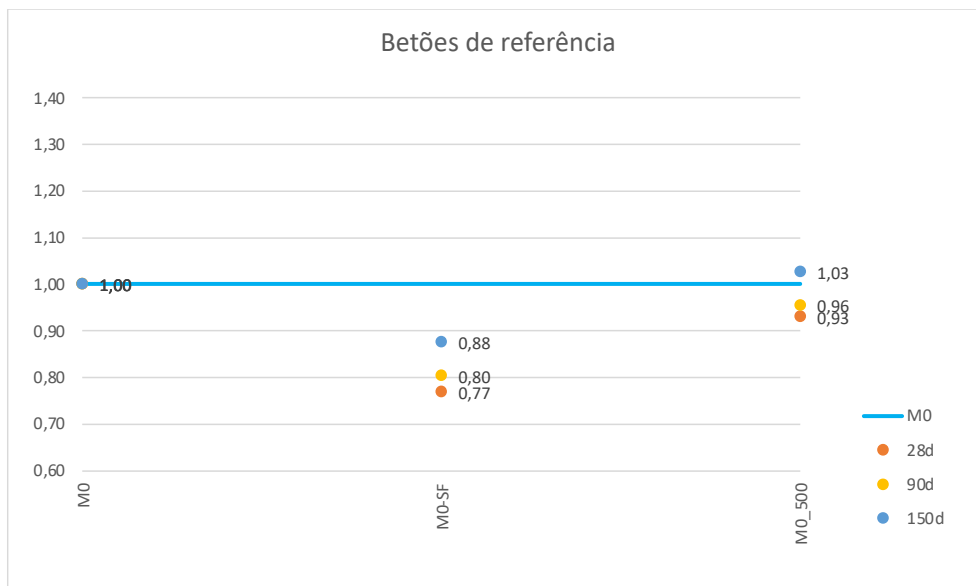


Figura 4.1 – Resultados de resistências à compressão das várias misturas, ao longo do tempo.

Nos gráficos seguintes, é possível comparar os resultados da resistência à compressão, aos 28, 90 e 150 dias, normalizadas pelos respectivos valores da mistura de referência, M0 (Figura 4.2). Apesar destes resultados estarem totalmente relacionados com a evolução das resistências ao longo do tempo, os gráficos da Figura 4.2 permitem quantificar as percentagens de ganho ou perda, comparativamente à referência M0, além de permitirem também avaliar a tendência comparativa de evolução com a idade, em função de cada parâmetro. Comprova-se que a mistura M0 apresenta melhores resultados comparando com as restantes misturas, as quais demonstram reduções de resistência à compressão tendencialmente maiores nas idades mais jovens. Todavia, essas perdas máximas são reduzidas para cerca de 10% aos 150 dias. Excetuam-se as misturas com macrofibras, onde a evolução de resistência é muito ténue e, portanto, não segue esta tendência; as maiores reduções de resistência à compressão ocorrem nas idades mais avançadas, com perdas até cerca de 43%. É notória a diferença de resistências com a incorporação de fibras na matriz, as quais originam um aumento de 25% na resistência à compressão, quando comparada com a mistura M0 sem fibras, mesmo perdendo alguma compacidade, pelo aumento do teor de ar. Na formulação M4B, em que são usadas macrofibras poliméricas e microfibras de vidro, observa-se uma grande perda de resistência logo aos 28 dias, cerca de 35%, quando comparada com M0, sendo essa perda menor, 15% quando comparado com a mistura M4. Conforme referido, estes valores tendem a aumentar para idades mais avançadas nas misturas com macrofibras. Destacam-se as resistências à compressão, aos 28 dias, da série 3, mais especificamente as misturas M5 e M5', que incorporam escória de alto-forno na sua matriz e promovem, através do seu efeito pozolânico/hidráulico latente, resistências à compressão que tendem a ser iguais às da mistura de referência. Com exceção da mistura M6, as restantes adições combinadas na série 3 (variação das adições) demonstram resultados com perdas máximas até 7% aos 150 dias, resultado dos seus efeitos hidráulicos e pozolânicos. Portanto, estas adições podem ser consideradas boas alternativas à utilização da cinza volante.



Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

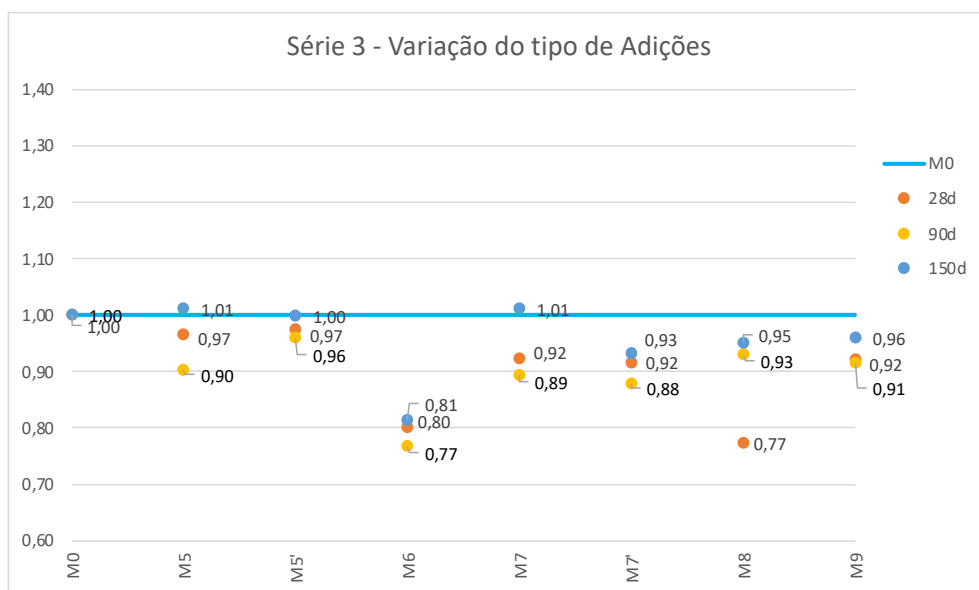
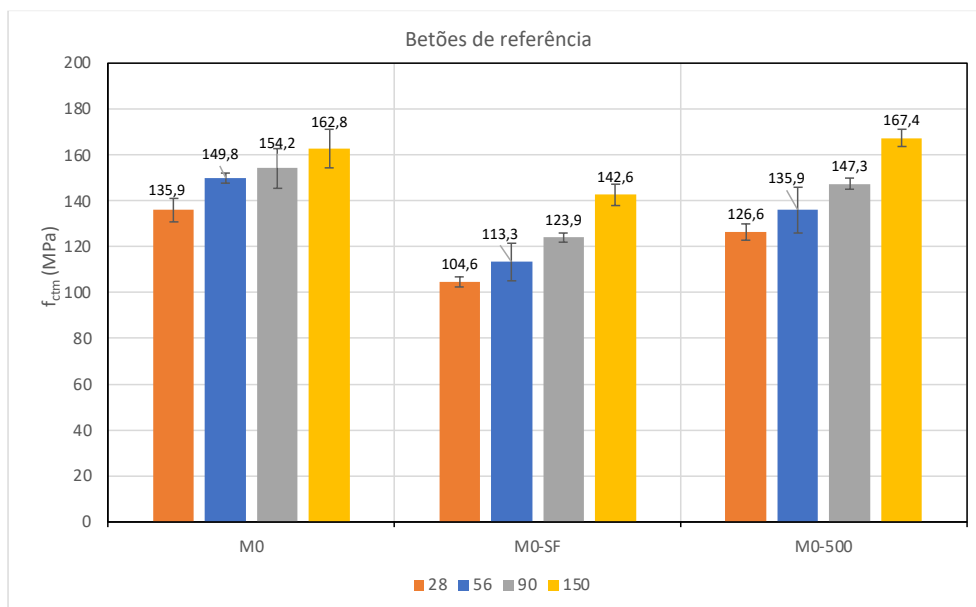


Figura 4.2 - Resultados das resistências à compressão aos 28 dias, por séries, normalizados à referência M0.

Os gráficos da Figura 4.3 apresentam os valores médios das resistências à compressão e respectivos desvios, por séries, incluindo a mistura de referência M0, nas idades consideradas (28, 56, 90 e 150 dias).



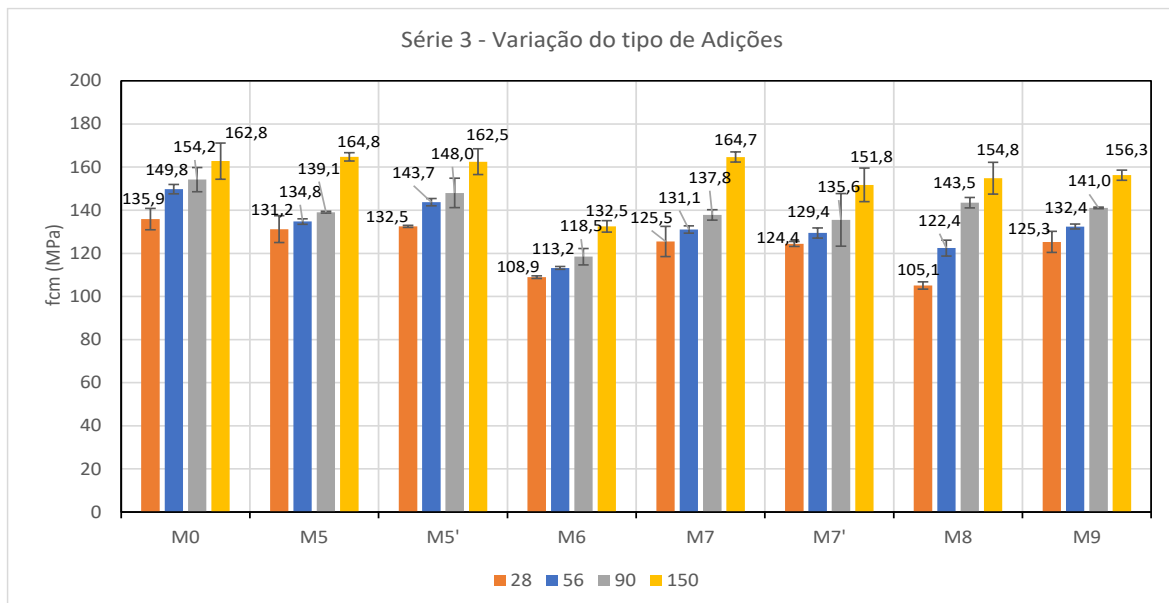
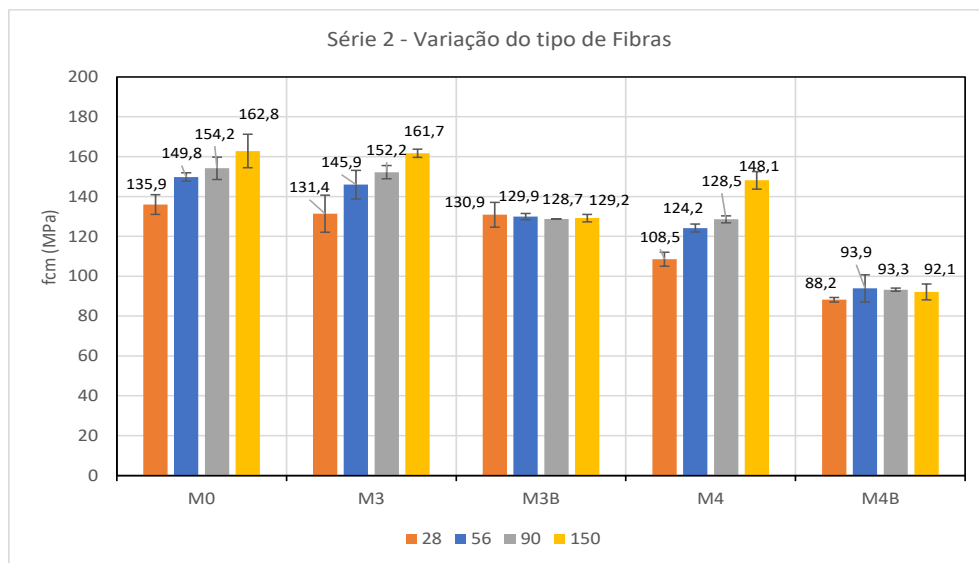
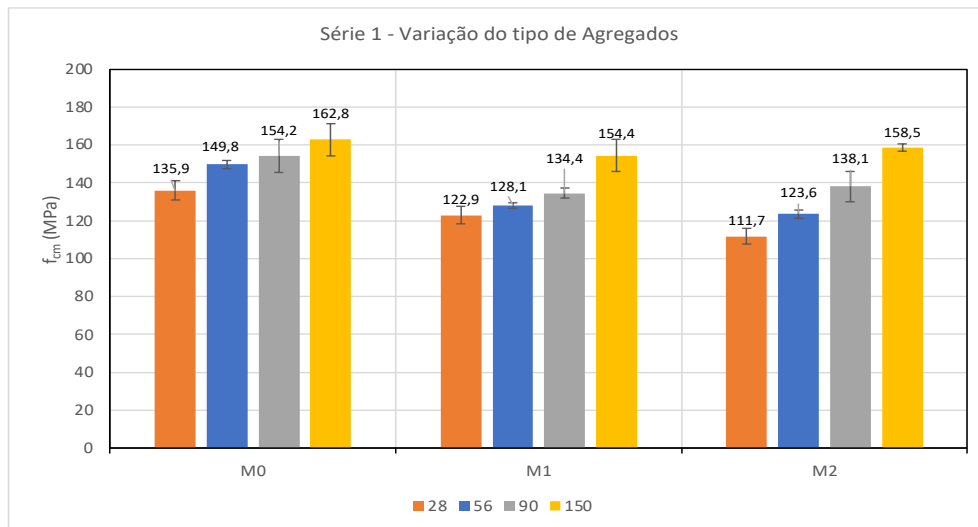


Figura 4.3 - Resultados dos valores médios das resistências mecânicas à compressão, por séries, aos 28, 56, 90 e 150 dias.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

A maioria das misturas foi ensaiada em provetes cúbicos moldados de $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$, tendo como propósito a comparação com os valores obtidos usando as partes dos provetes de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, ver Figura 4.4 e Figura 4.5.

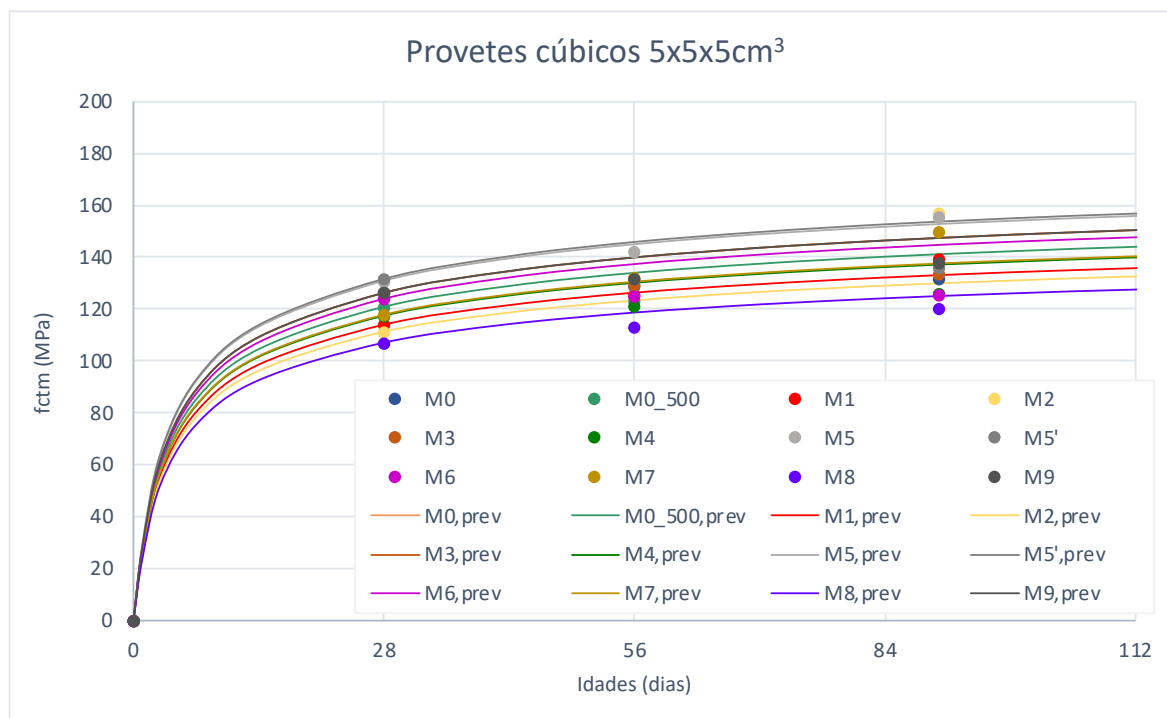


Figura 4.4 - Evolução das resistências médias à compressão com a idade, usando provetes cúbicos de 50mm de aresta.

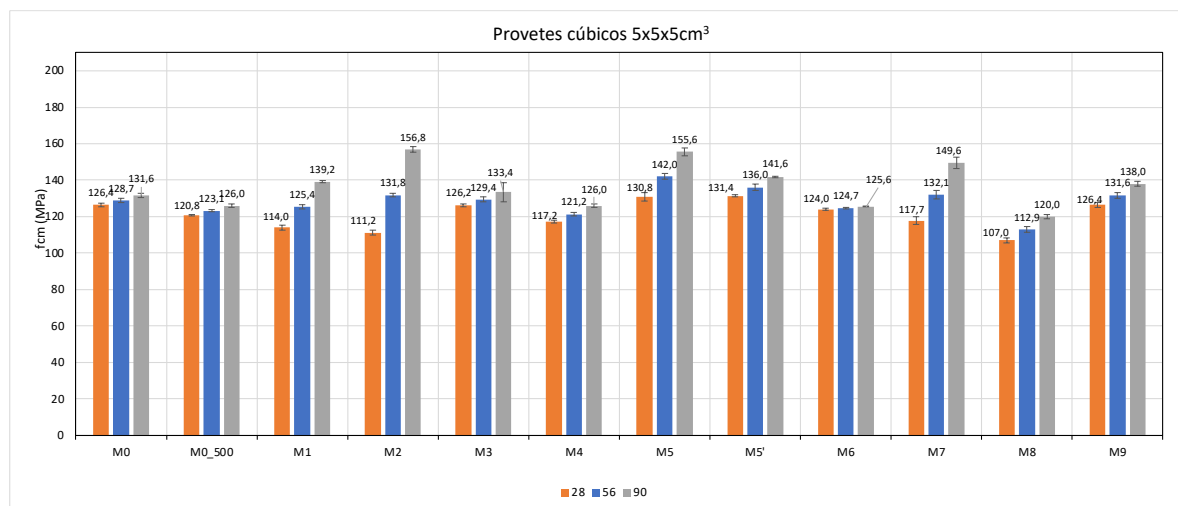


Figura 4.5 – Resistência média à compressão e desvios usando provetes cúbicos com 50mm de aresta, em diferentes idades (28, 56 e 90 dias).

As resistências à compressão dos provetes cúbicos têm uma evolução coerente ao longo do tempo, com as resistências obtidas usando os provetes prismáticos, apesar de existirem alguns desvios, ver Figura 4.6. Há uma boa correlação linear entre as

resistências à compressão determinadas usando os dois tipos de provetes, os cubos têm cerca de 96 a 98% da resistência dos prismas.

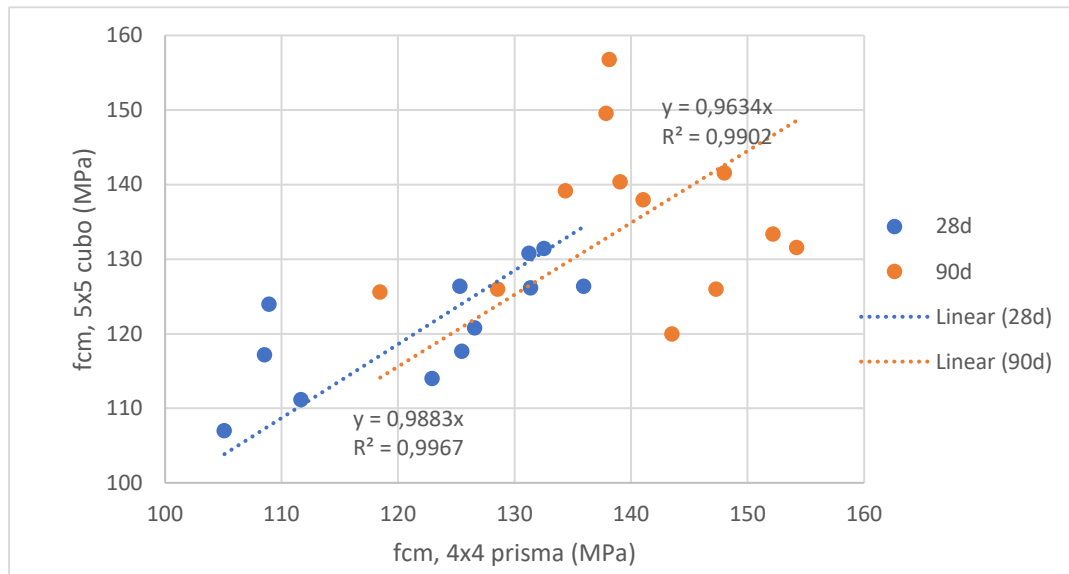


Figura 4.6 - Comparação das resistências à compressão em provetes cúbicos e prismáticos, respetivamente.

4.2. Módulo de Elasticidade

Na Figura 4.7 apresentam-se os valores médios do módulo de elasticidade, por séries, obtidos aos 56 dias. Realizou-se o ensaio aos 56 dias ao invés dos 28 dias, pois as misturas ensaiadas são maioritariamente misturas que têm reações pozolânicas, logo têm uma reação mais prolongada. Foi usada sempre a mesma proporção e tipo de cimento (com exceção da formulação M0-500, com 500 kg de cimento por m³), sendo as variáveis neste estudo os agregados, as fibras e as adições. Tendo como referência a mistura M0, verifica-se que a mistura M0-500 (com uma menor quantidade de cimento), resulta também num menor módulo de elasticidade, com uma redução da rigidez de cerca de 18%. Nota-se também o efeito da adição de agregados de maiores dimensões, em M0 e M2, que promovem um acréscimo de 7% no módulo de elasticidade, comparativamente à mistura M1 (apenas com areia fina). Ao alterar o tipo de fibras a aplicar nos betões, há uma grande variação no módulo de elasticidade, onde a incorporação de macro fibras (de aço e poliméricas) em complemento às microfibras de aço, causa uma redução do módulo de elasticidade, entre 11 e 15%, em relação à mistura M0. O módulo de elasticidade da mistura M4, que tem na sua formulação fibras poliméricas e de vidro, tem uma redução de 31%. A série 3, com variação das adições na matriz, tem resultados

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

próximos dos da mistura de referência. Destaca-se a mistura M5, com adição de escórias de alto-forno, originando um módulo de elasticidade semelhante a M0. Por outro lado, a mistura M8, com pó de vidro, teve uma redução de rigidez de 16%, sendo a redução nas restantes misturas, em comparação a M0, cerca de 7%.

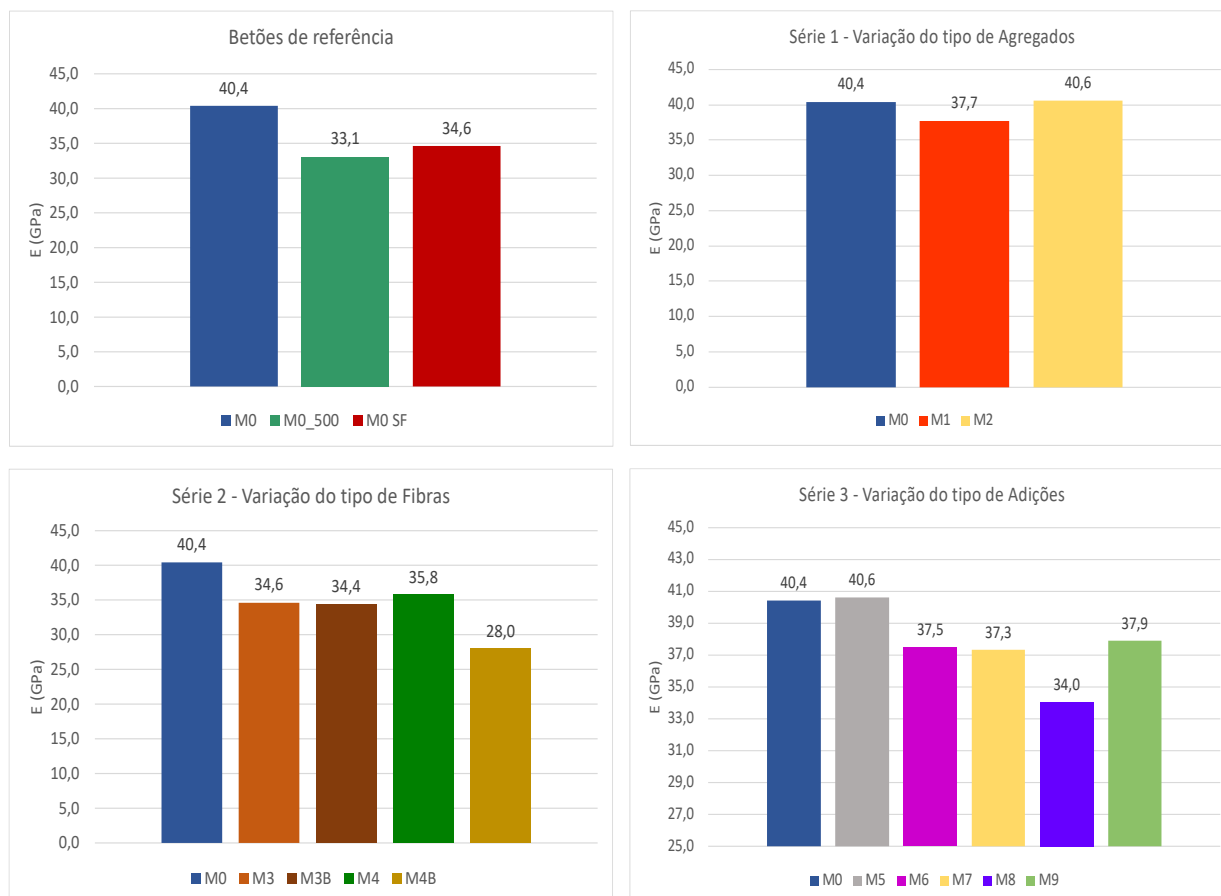


Figura 4.7 – Resultados do ensaio do módulo de elasticidade, por séries, aos 56 dias.

Os valores médios do módulo de elasticidade, caracterizados em provetes de $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$, estão indicados na Tabela 4.1. Verifica-se também que existe influência da dimensão dos provetes no módulo de elasticidade. Os rácios entre os módulos de elasticidade dos provetes de maior e de menor dimensão, são próximos de 0,9 nas misturas M0 e M4, e próximo de 1,0 na mistura M3.

Tabela 4.1 - Valores do módulo de elasticidade em provetes de 100×100×400mm³.

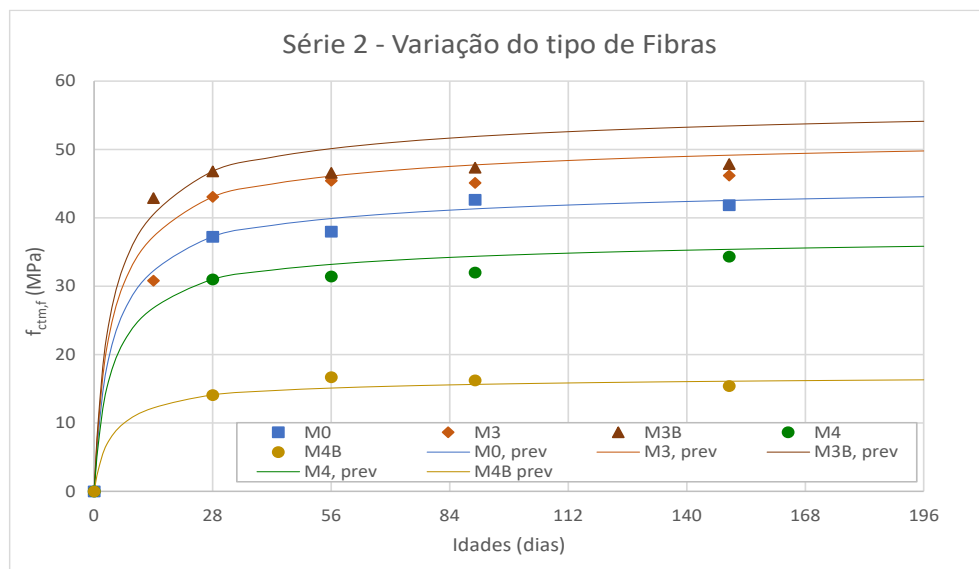
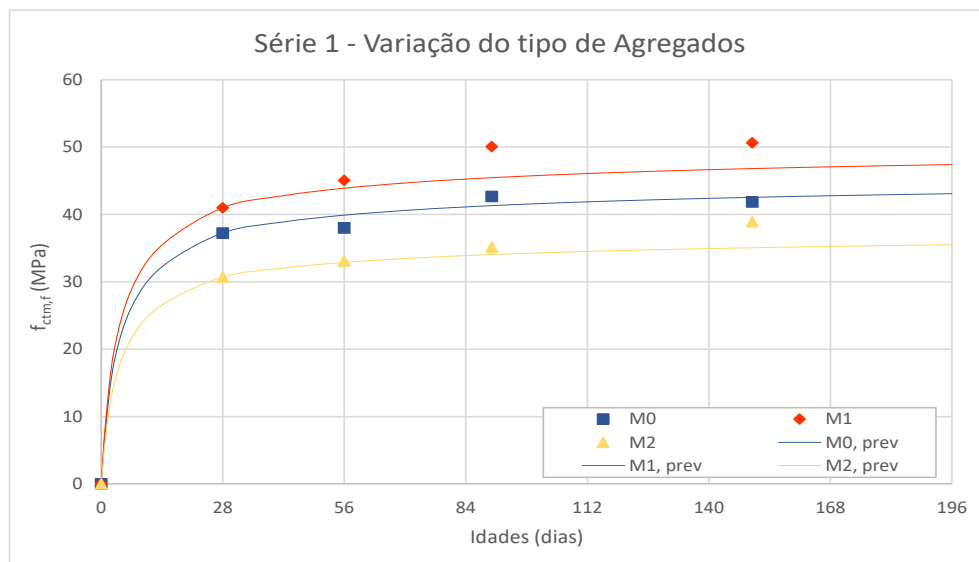
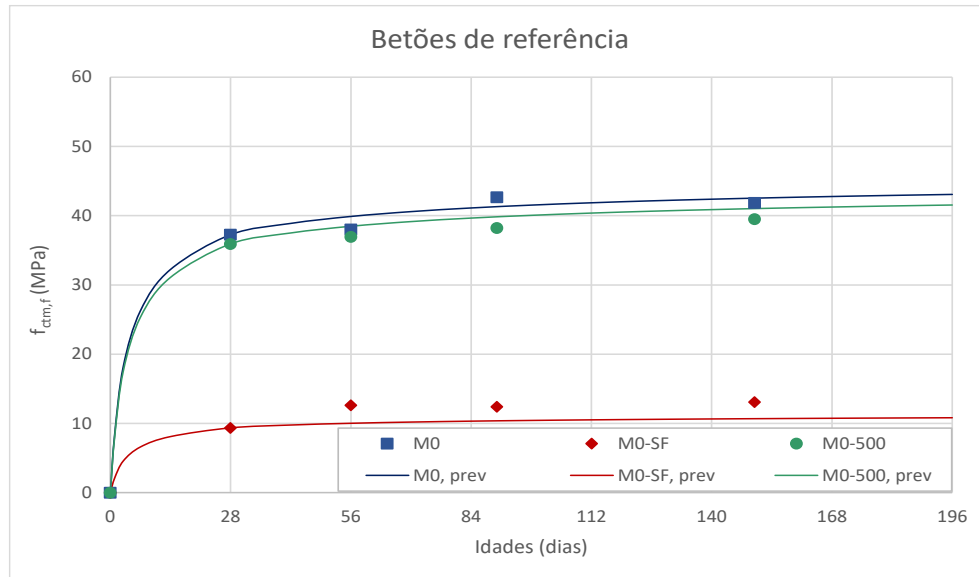
Mistura	E _{cm} (GPa)	E _{cm100x100} /E _{cm50x50}
M0	36,1	0,89
M3	34,9	1,01
M4	33,4	0,93

4.3. Resistência à Tração por Flexão

Resultados da resistência à tração por flexão

Os gráficos da Figura 4.8 mostram a evolução das resistências médias à tração por flexão, ao longo do tempo. Observando os gráficos, verifica-se que a evolução de endurecimento é coerente com a previsão do EC2, com exceção das misturas com macrofibras, que não têm um aumento da resistência com a idade, depois dos 28 dias. Salienta-se a influência do agregado, a mistura com areia fina, M1, tem uma matriz mais homogênea e isso promove ou reflete-se numa maior resistência à tração, quando comparado com as misturas com agregados de maior dimensão, M0 e M2. Conclui-se que a aplicação de fibras e o tipo de fibras influencia significativamente e de forma diferenciada a resistência à tração por flexão ao longo do tempo. As fibras no betão têm a função de reforçar a matriz, permitindo assim aumentar a resistência na zona tracionada dos provetes sujeitos à flexão. As fibras que atravessam as fendas transmitem tensões de tração entre as duas faces da fenda e isso reflete-se não só no aumento da resistência à tração máxima, mas também no aumento da ductilidade. A substituição das fibras metálicas por fibras poliméricas e fibras de vidro, M4B, tem uma forte influência na resistência à tração. A menor resistência e rigidez das fibras não metálicas resulta numa menor resistência à tração, relativamente à mistura com microfibras de aço. Verifica-se que a variação das adições, na Série 3, tem, em geral, pouca influência na resistência à tração por flexão. Destaca-se a formulação M8, com adição de pó de vidro, que tem resistência baixa aos 28 dias, mas tende a aumentar com o tempo.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular



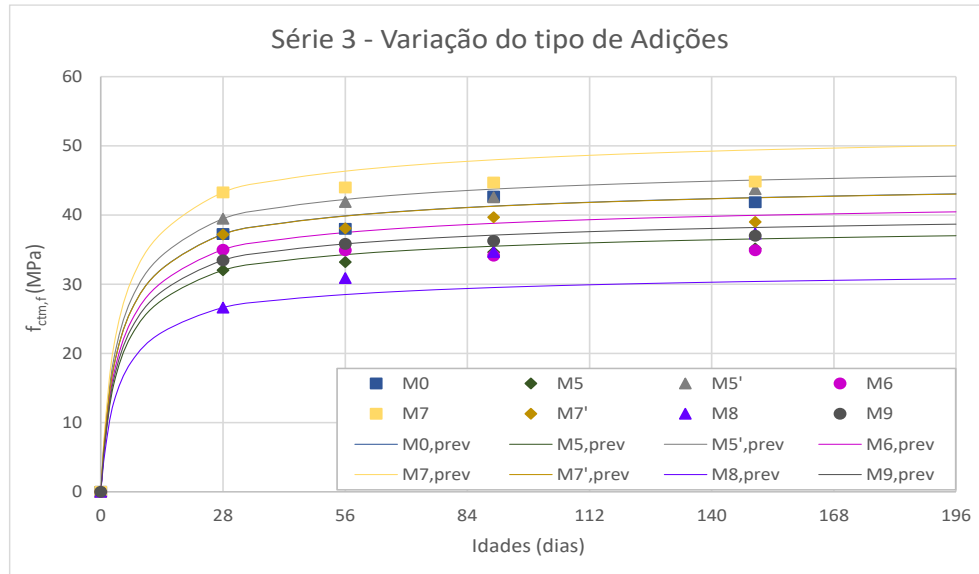
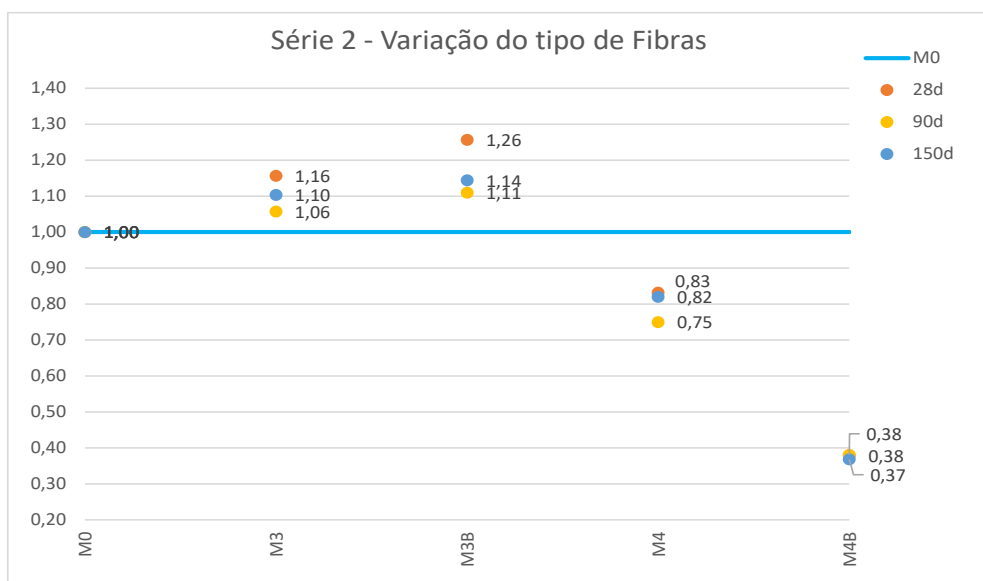
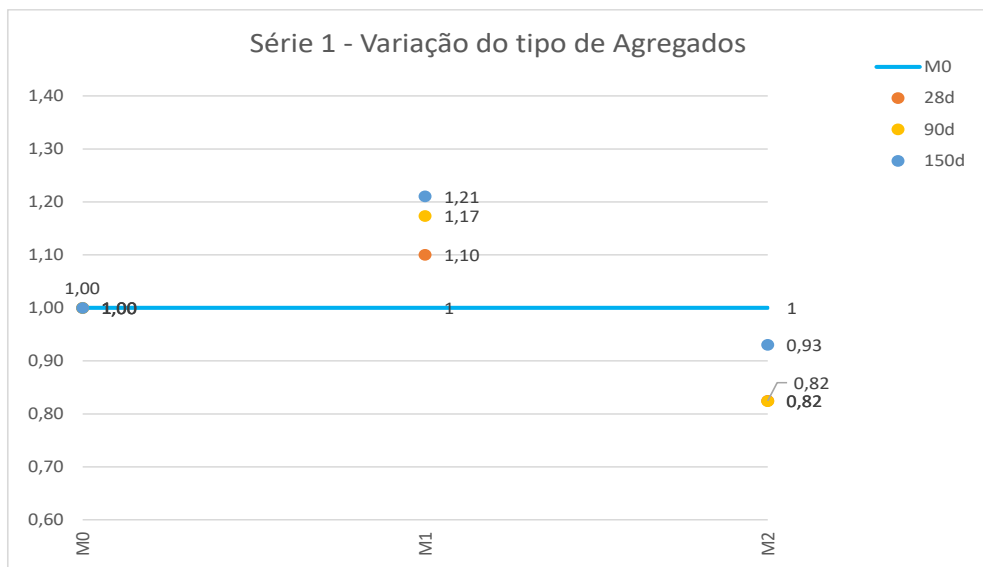
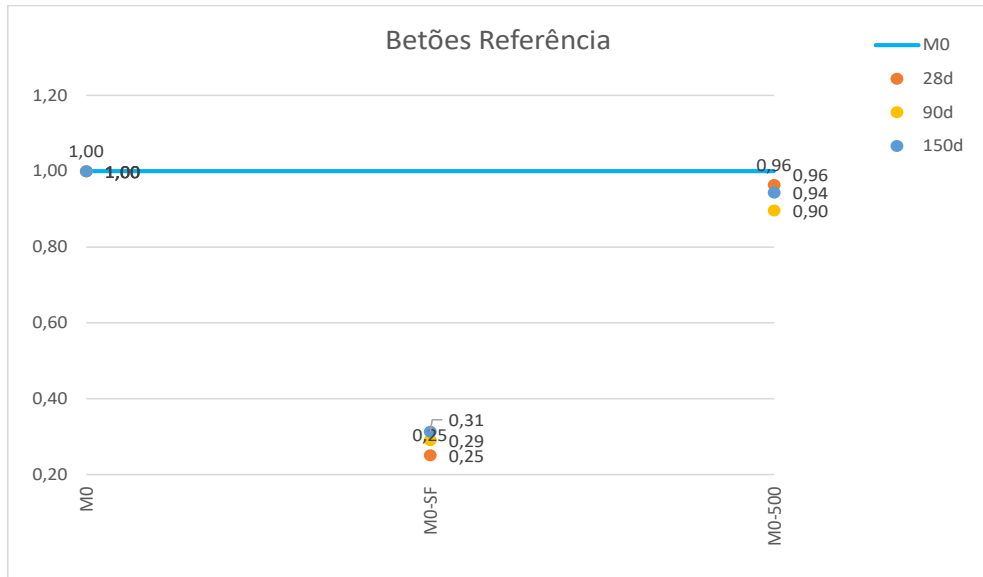


Figura 4.8 - Evolução das resistências mecânicas à tração por flexão, com a idade.

Observando os gráficos da Figura 4.9, verifica-se que a introdução de microfibras metálicas origina um aumento cerca de 4 vezes superior à mistura sem fibras. A redução do teor de cimento de 600 para 500 kg/m³, é compensada pelo aumento do teor de cinza volante, originando uma perda de resistência de apenas 5 a 10%. A mistura M1 comprova que a utilização total de areia fina 0/1mm resulta numa maior resistência à flexão, com aumentos até cerca de 20%. Conclui-se também que a substituição parcial de microfibras metálicas por fibras poliméricas (mistura M4), reduz a resistência à tração por flexão em cerca de 20 a 25%. No entanto, o uso parcial de macrofibras de aço, em complemento com as microfibras, aumenta a resistência à flexão, sendo este aumento tanto maior com maior for a dosagem relativa de macrofibras. Aos 28 dias esse aumento de resistência pode atingir quase 25%, diminuindo para idades avançadas. Na formulação M4B, substituindo totalmente as fibras metálicas por fibras poliméricas e fibras de vidro, nota-se uma perda considerável na resistência à tração por flexão, em cerca de 63%, quando comparado com a mistura M0; e esta perda é de 55% em relação a M4.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular



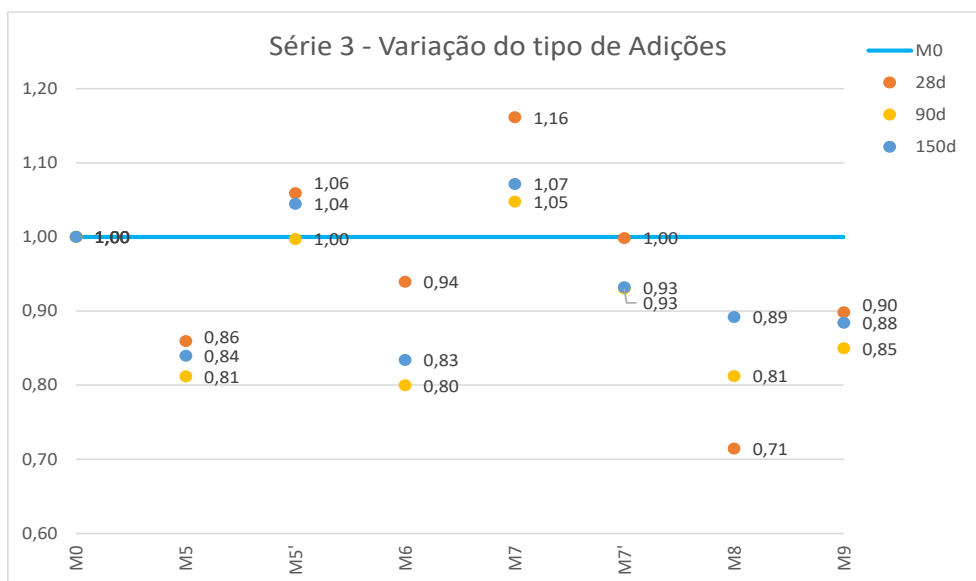
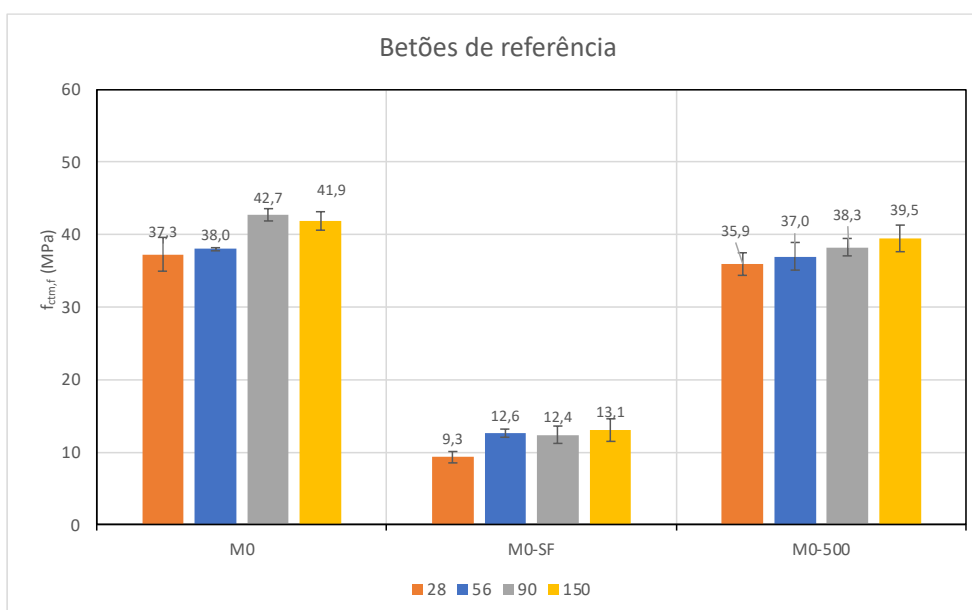


Figura 4.9 - Resultados das resistências à tração por flexão, por séries e por idades, normalizados à referência M0.

Em complemento à análise anterior, foram definidos os gráficos da Figura 4.10, que apresentam os valores médios da resistência à tração por flexão e respectivos desvios, para as várias séries, incluindo a mistura de referência M0, aos 28, 56, 90 e 150 dias.



Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

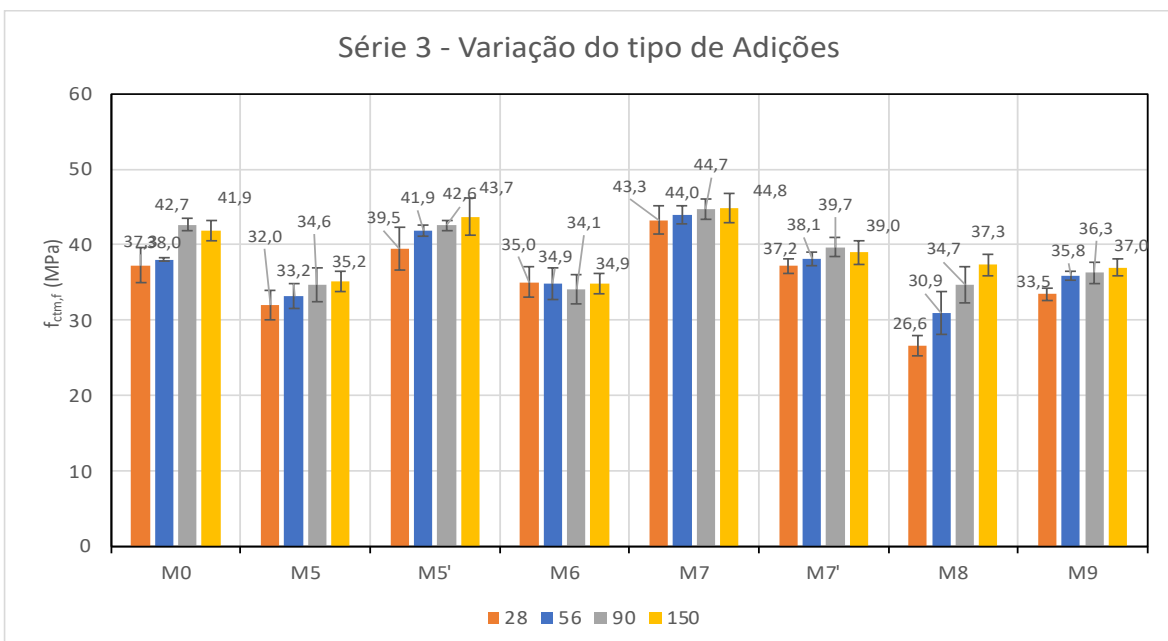
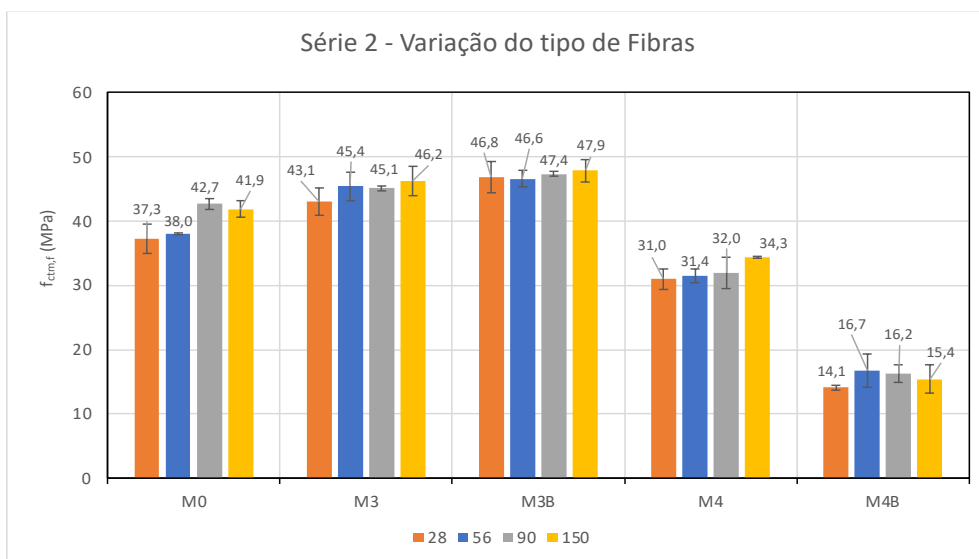
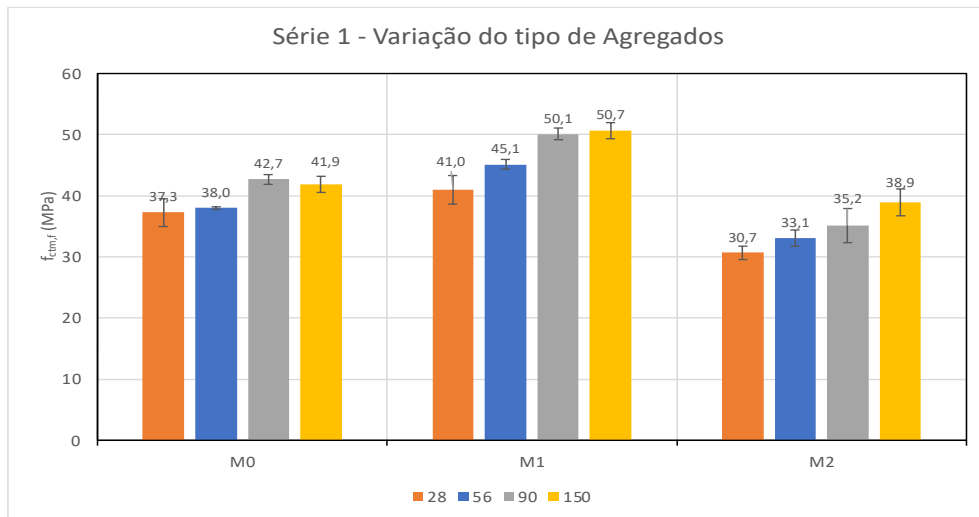


Figura 4.10 – Resultados dos valores médios das resistências mecânicas à tração por flexão, por séries, aos 28, 56, 90 e 150 dias.

Correlação entre resistências à flexão e compressão

Apesar de existir alguma dispersão nos resultados, verifica-se que há uma correlação aceitável entre as resistências à flexão e à compressão, tendo em conta o tipo de formulação e os parâmetros (Figura 4.11). As resistências à tração por flexão, tendem a variar entre 25 e 35 % das correspondentes resistências à compressão, aos 28 dias, com exceção da mistura sem fibras de aço (M4B). Porém, este rácio tende a reduzir um pouco para idades mais avançadas.

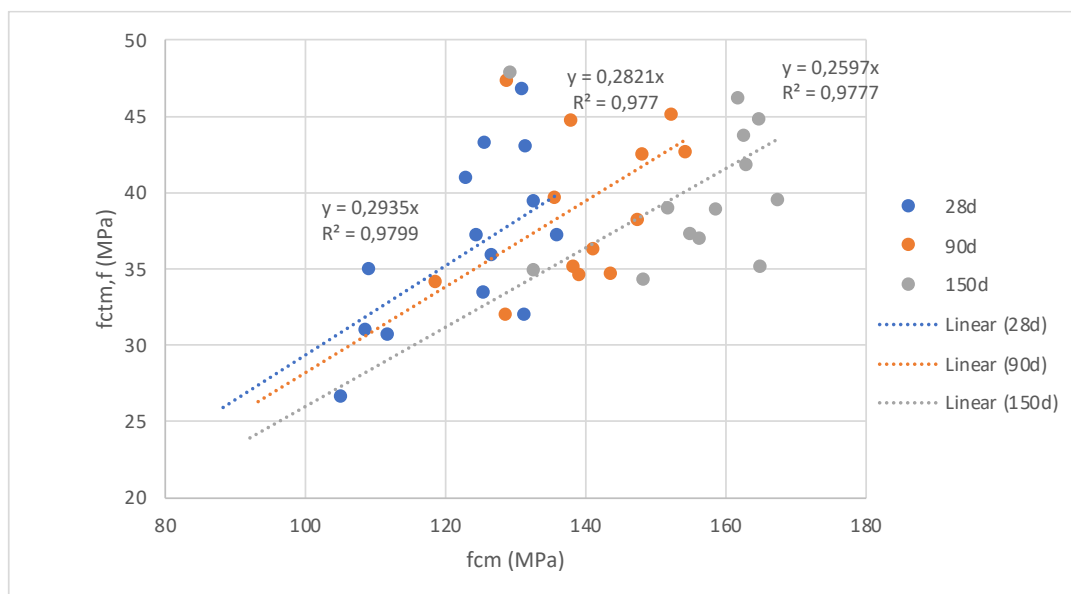


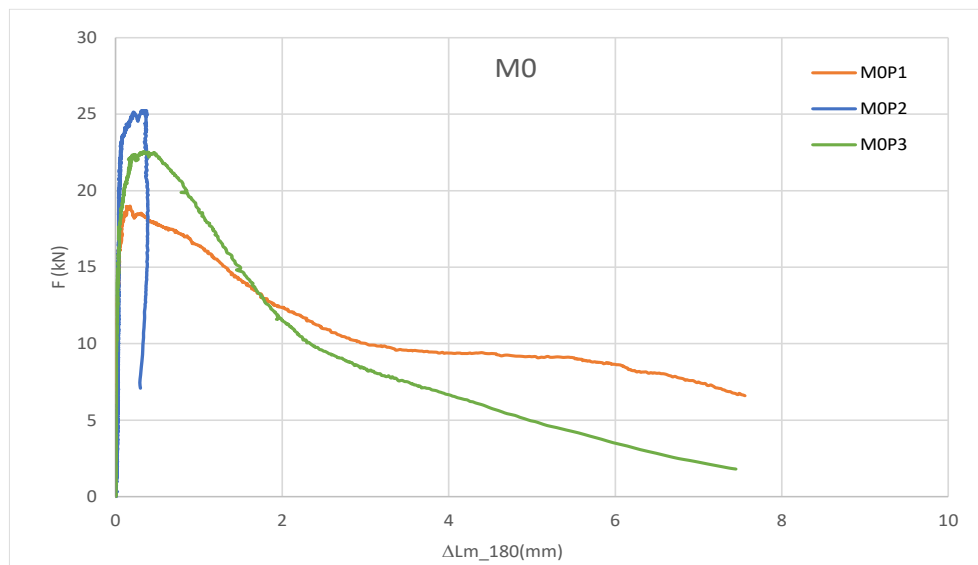
Figura 4.11 - Correlação entre as resistências à tração por flexão e por compressão.

4.4. Resistência à Tração Direta

Resultados da resistência à tração direta nos provetes M0, M3 e M4

Observando os valores da resistência à tração direta das 3 misturas (Figura 4.12), verifica-se que a mistura que apresenta, em média, maior resistência à tração direta é a M0. Após a fendilhação, os provetes continuam a ter uma resistência à tração significativa e que aumenta com o alongamento, embora de forma não linear. Apesar de todos os provetes conterem fibras, a amassadura M0 apresenta uma matriz ligeiramente mais densa, devido ao uso de areia de menores dimensões, e microfibras de aço. As misturas M3 e M4, além de terem uma pequena fração de agregados mais grossos, têm macrofibras combinadas com microfibras de aço. As curvas Força-

Alongamento têm um traçado semelhante entre si, não havendo nenhum provete com resultados fora do esperado. No ensaio do provete M0P2, a fenda apareceu fora da zona de leitura dos LVDTs, não se registrando, por isso, o alongamento do provete após a fendilhação. Apesar disso, com este ensaio é possível caraterizar a fase elástica e determinar a força de pico. Nos provetes da mistura M4, constituída por fibras metálicas e fibras poliméricas, é visível que a fendilhação ocorre para uma tensão inferior às restantes, e tem uma resistência à tração de pico também menor. Este resultado deve-se ao facto de a matriz ser menos rígida que a mistura M0, mas a razão principal deve-se ao facto de se usar fibras poliméricas nesta mistura. Comparando com a mistura M4, que é constituída por microfibras de aço e microfibras poliméricas, a mistura M3 tem maior rigidez e promove a maior transferência de tensões entre bordos da fenda. Além disso, o efeito de ancoragem das macrofibras é superior ao das fibras poliméricas, devido ao formato em gancho nas extremidades, proporcionado assim uma maior resistência à tração.



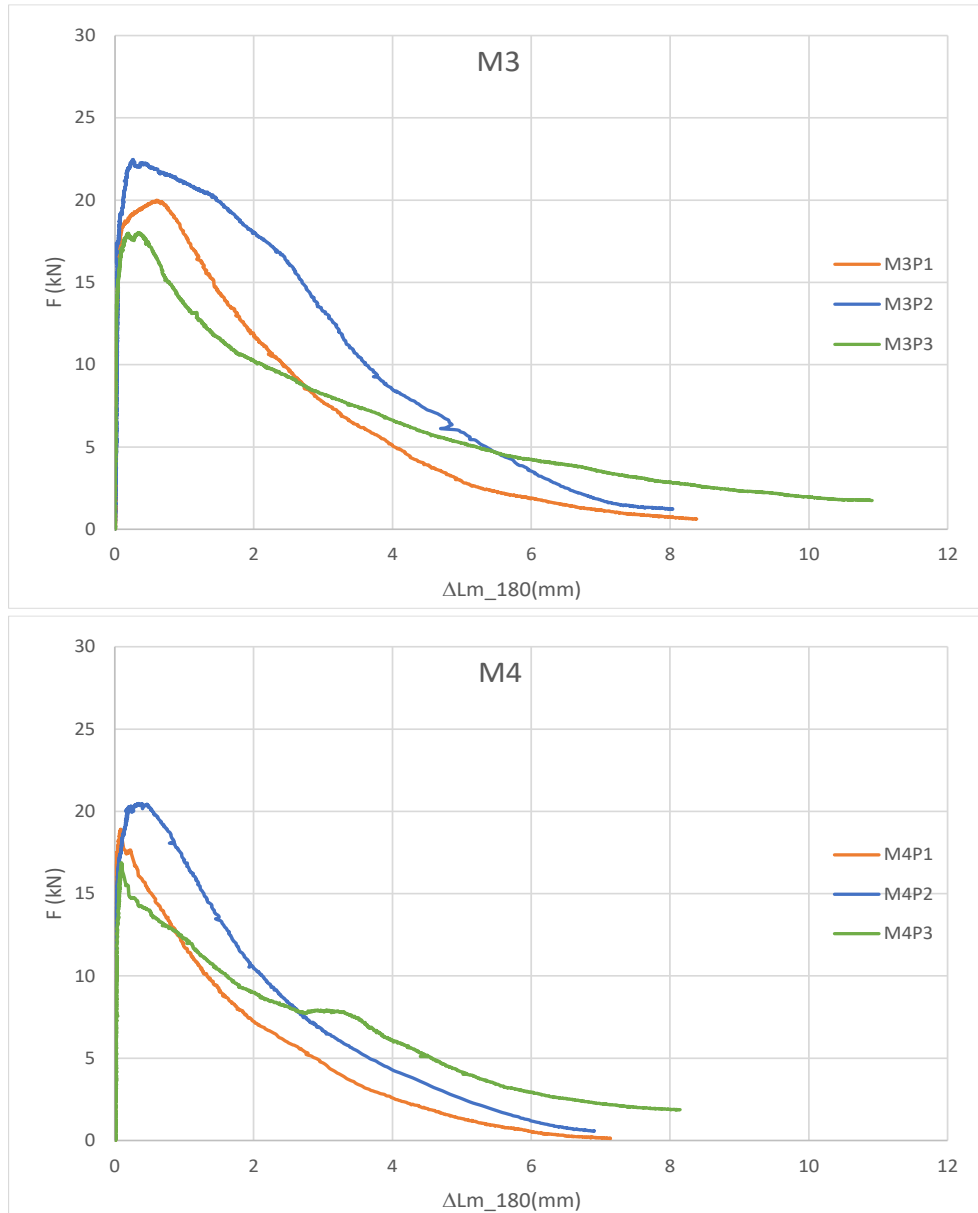


Figura 4.12 - Gráficos Força/Alongamento do ensaio de tração direta nos provetes M0, M3 e M4.

As curvas tensão de tração-extensão, na fase elástica (Figura 4.13) demonstram que a rigidez de todas as misturas é semelhante. Os módulos de elasticidade médios em tração correspondem a 28 GPa, valores cerca de 25% inferiores aos caracterizados em compressão.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

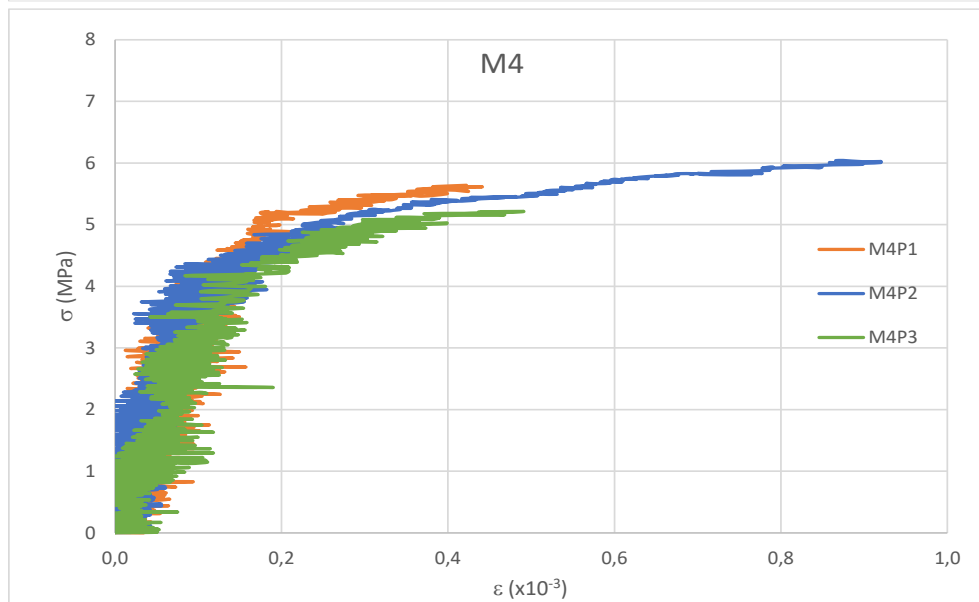
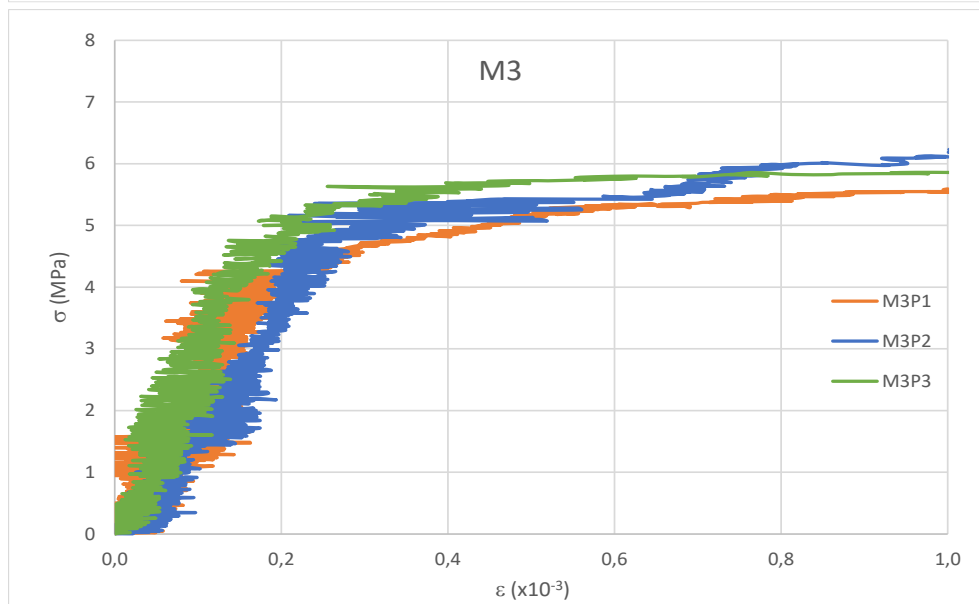
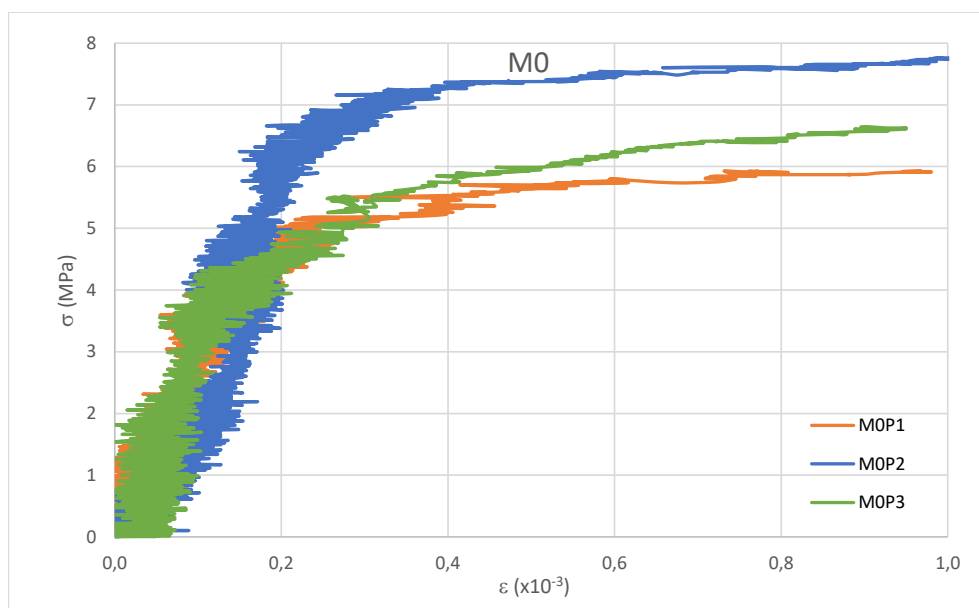


Figura 4.13 - Curvas tensão-extensão do ensaio de tração direta nos provetes M0, M3 e M4.

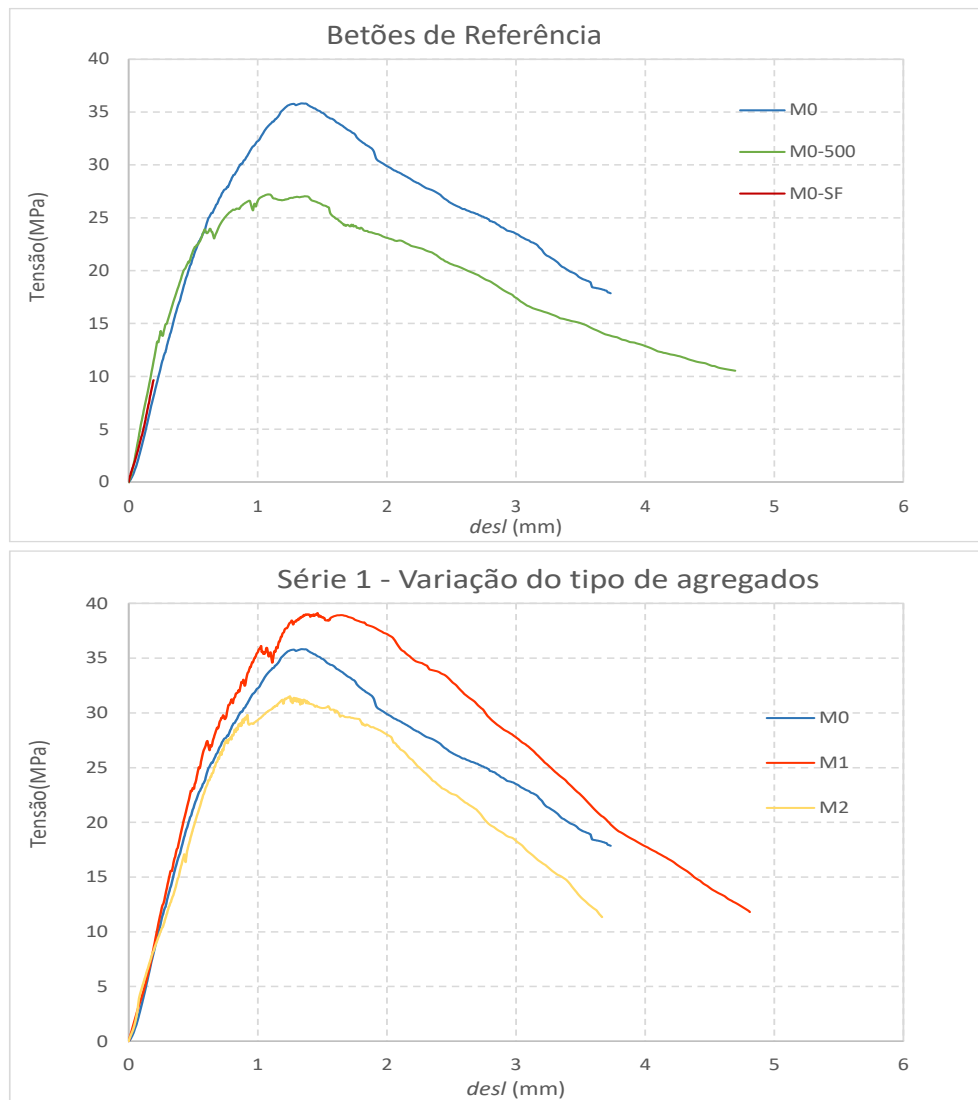
4.5. Flexão Pura

Resultados das resistências à flexão pura

Observando as curvas tensão/deslocamento, Figura 4.14, verifica-se que o comportamento das misturas à flexão pura é o expectável e semelhante em todas misturas, com as várias fases de comportamento: fase elástica linear; fase de endurecimento após fendilhação; fase pós pico. Na fase elástica, a rigidez é semelhante em todas as misturas, sendo a fase de endurecimento e a tensão de pico dependentes dos parâmetros de cada série. A fase pós pico, com redução da tensão aplicada à medida que aumenta a deformação, evidencia a diferente ductilidade das misturas, depende consideravelmente do tipo de fibras. A mistura com maior resistência à flexão pura foi a mistura M1, na série em que se variou o tipo de agregados, tendo uma resistência superior à mistura de referência M0, na ordem dos 8%. Nas restantes séries, a mistura de referência, M0, é a que apresenta maior resistência à flexão pura. A maior resistência da mistura M1, deve-se ao uso de somente areia fina (0/1mm) como agregado, tornando a matriz mais densa que as restantes misturas. O uso de 20% de agregado grosso (4/8mm), em substituição parcial do agregado fino, resulta numa resistência inferior à da mistura M0, em cerca de 10%, como se pode observar na mistura M2. Na série dos betões de referência, pode-se observar a influência da quantidade de cimento e das fibras na resistência à flexão pura, havendo um decréscimo de resistência, em valores médios, de 26% da mistura M0-500, com menos 100 kg/m³ de cimento que a mistura de referência M0 (600 kg/m³). A mistura do betão sem fibras, M0-SF, teve uma rotura frágil, como se observa na Figura 4.14, não tendo uma resistência significativa à flexão pura. As fibras aumentam consideravelmente a ductilidade do betão, tendo um peso importante na resistência à flexão. Importa também referir a quantidade e o tipo de fibras, na série onde se variou o tipo de fibras, as misturas com fibras metálicas (M0, M3 e M3B) apresentam um comportamento semelhante. No entanto, as misturas com fibras poliméricas, M4 e M4B, apresentem uma redução de resistência, em valores médios, de 47 e 76%, respetivamente, comparativamente à mistura M0. Enquanto a mistura M4 incorpora microfibras metálicas e fibras poliméricas, a mistura M4B incorpora só fibras não metálicas. Observando os gráficos da Figura 4.15, especialmente da mistura M4B, verifica-se o efeito das fibras na ductilidade e na resistência à flexão pura. O provete atingiu rotura para uma tensão baixa, mas

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

continuou a resistir à medida que o deslocamento aumentava. Na série onde se variou o tipo de adições, o comportamento é relativamente semelhante entre as diferentes misturas. A mistura de referência, M0, é a que tem maior resistência, por outro lado, a mistura M8, que tem na sua matriz pó de vidro em substituição à cinza volante, tem a menor resistência à flexão pura desta série.



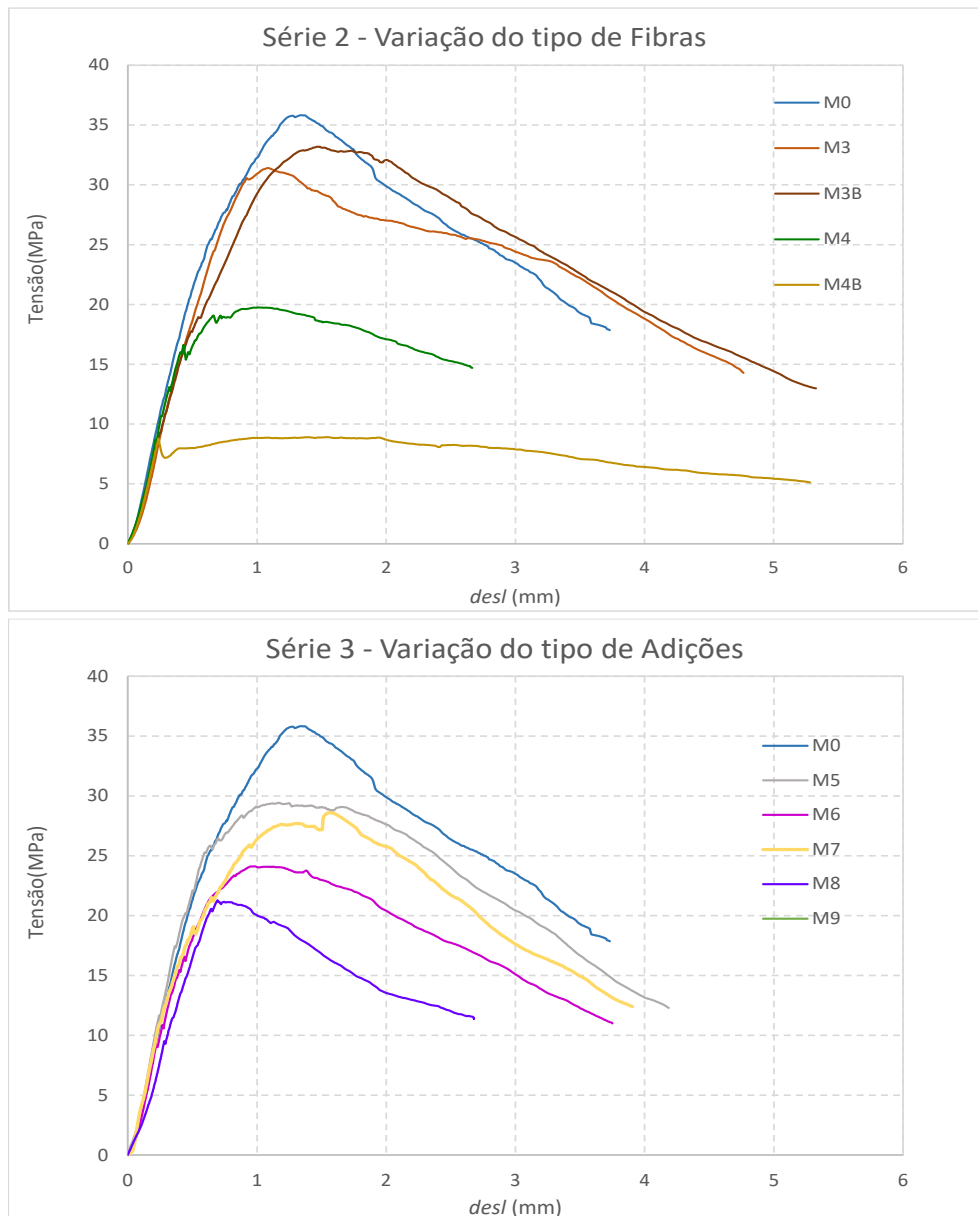
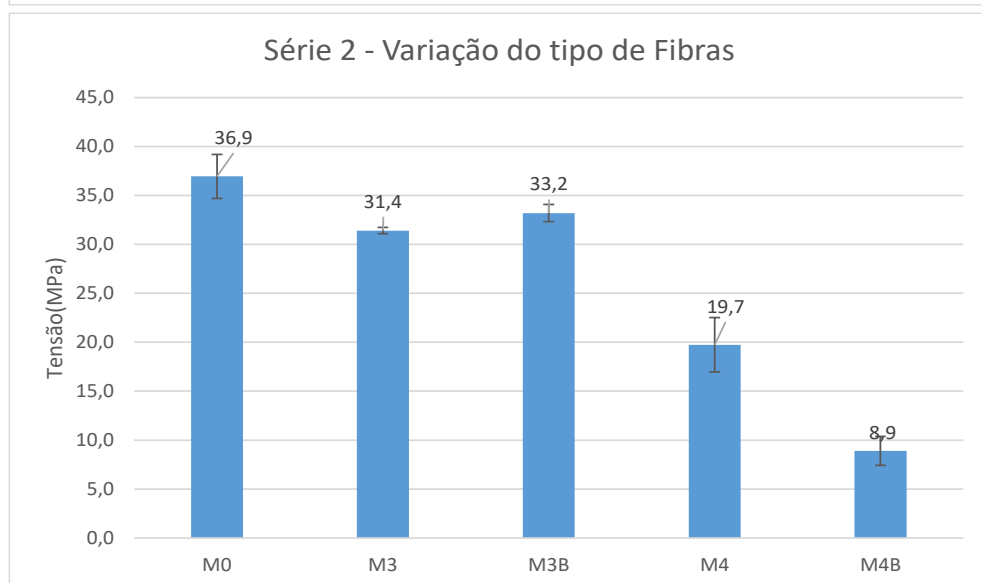
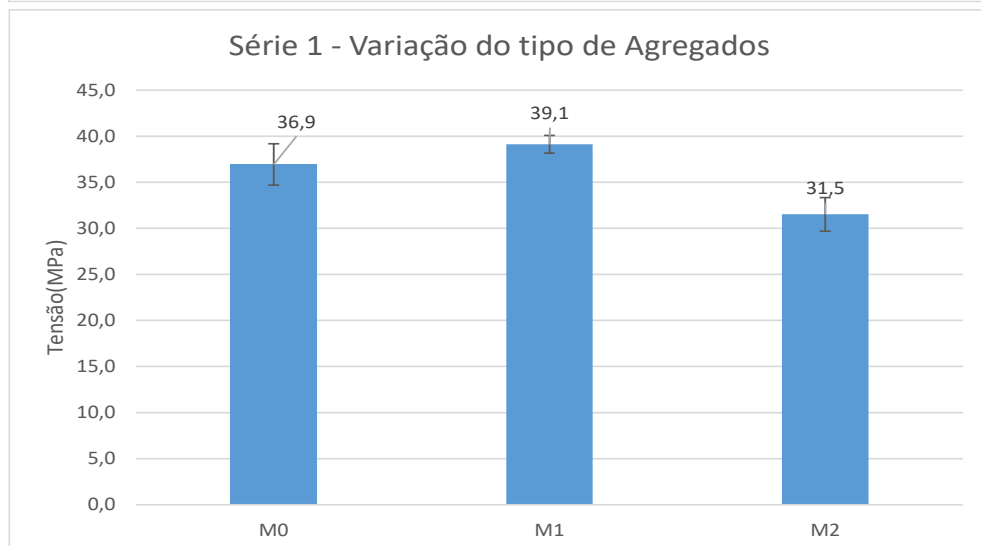
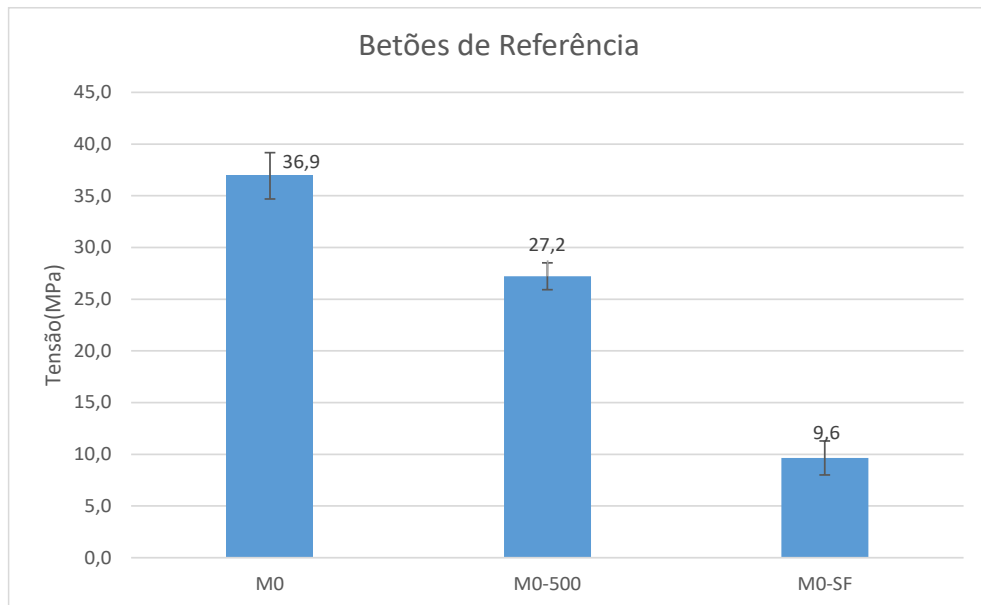


Figura 4.14 - Curvas tensão/deslocamento do ensaio de flexão pura, por séries.

Nos gráficos da Figura 4.15 apresentam-se as resistências médias à flexão pura e respectivos desvios, confirmando a análise anterior, em termos de valores de pico.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular



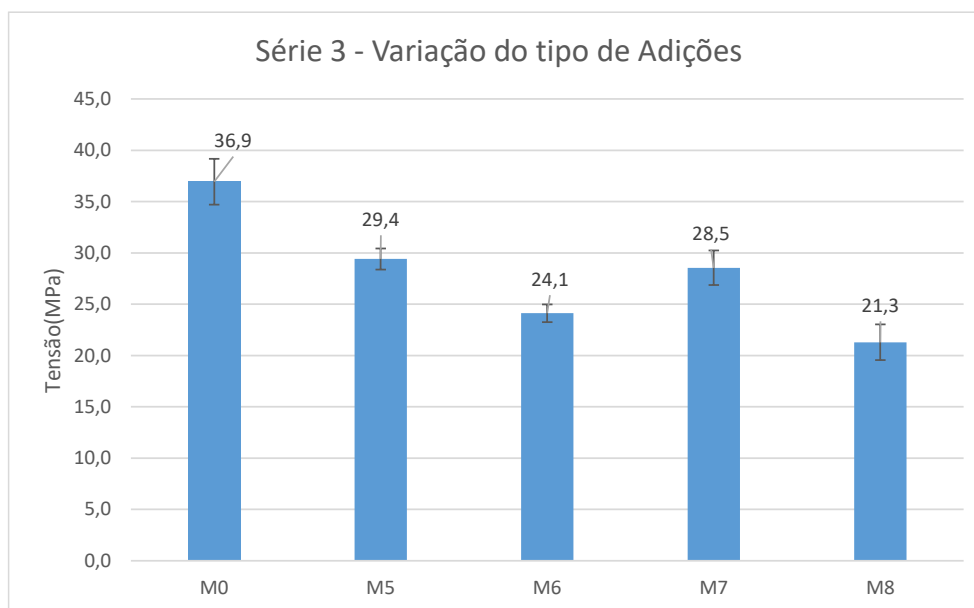


Figura 4.15 – Resultados dos valores máximos de tensão, do ensaio de flexão pura, por séries.

Comparando as resistências das misturas à flexão pura e à flexão simples (Figura 4.16) com o rácio entre estas duas resistências, verifica-se que as misturas que apresentam valores mais coerentes, com um rácio próximo ou superior a 0,8 (entre 0,77 e 0,88), são as misturas da série 1 (M0, M1 e M2), a mistura M5, com adição de escória de alto forno e a mistura M9, com sílica de fumo. As misturas M4 e M4B, com fibras não metálicas, e a mistura M8, com pó de vidro, demonstraram também um rácio reduzido, de cerca de 0,58.

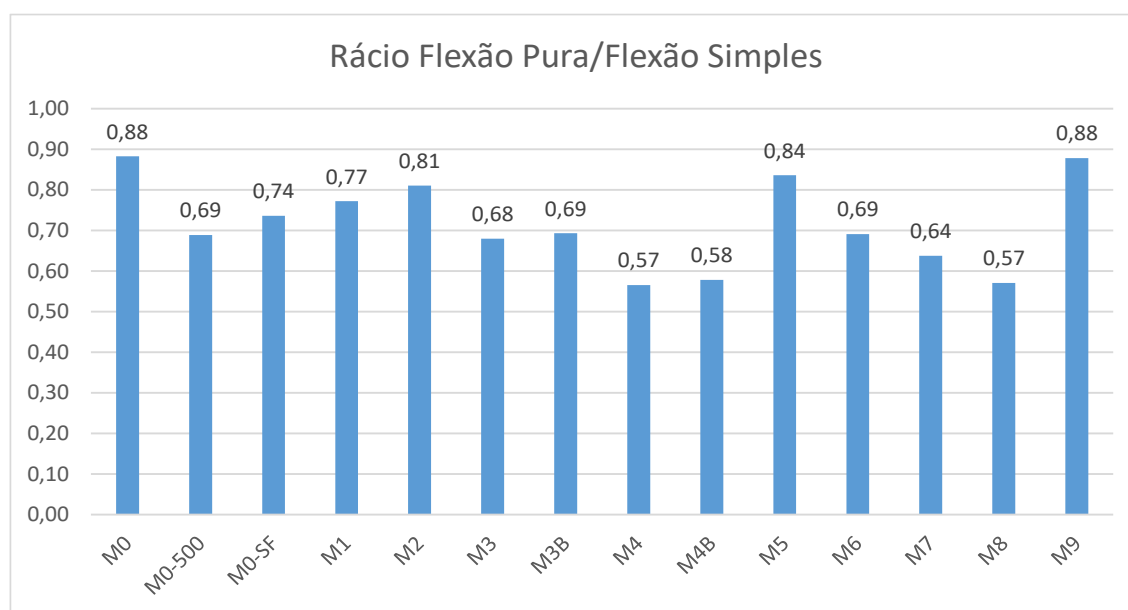
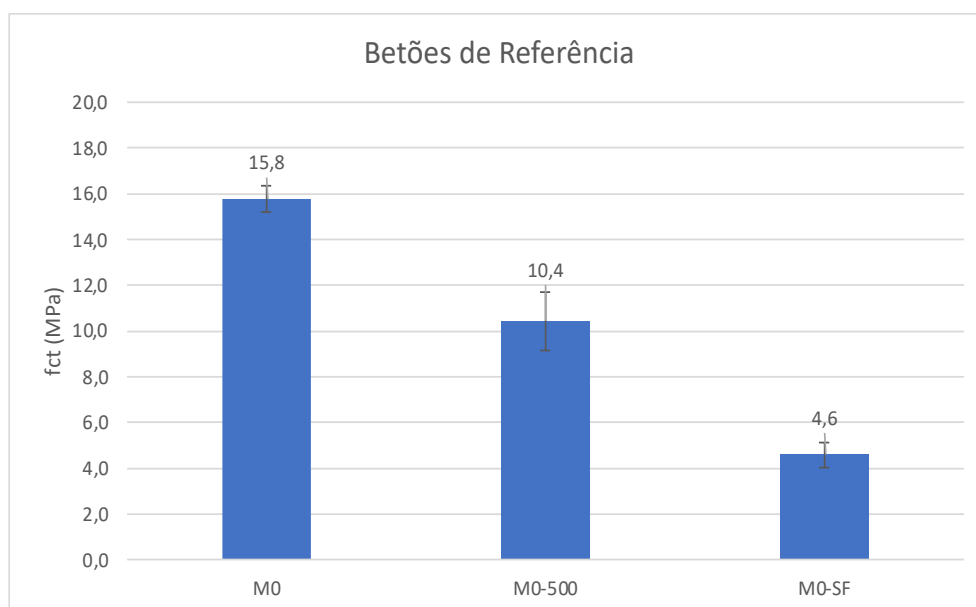


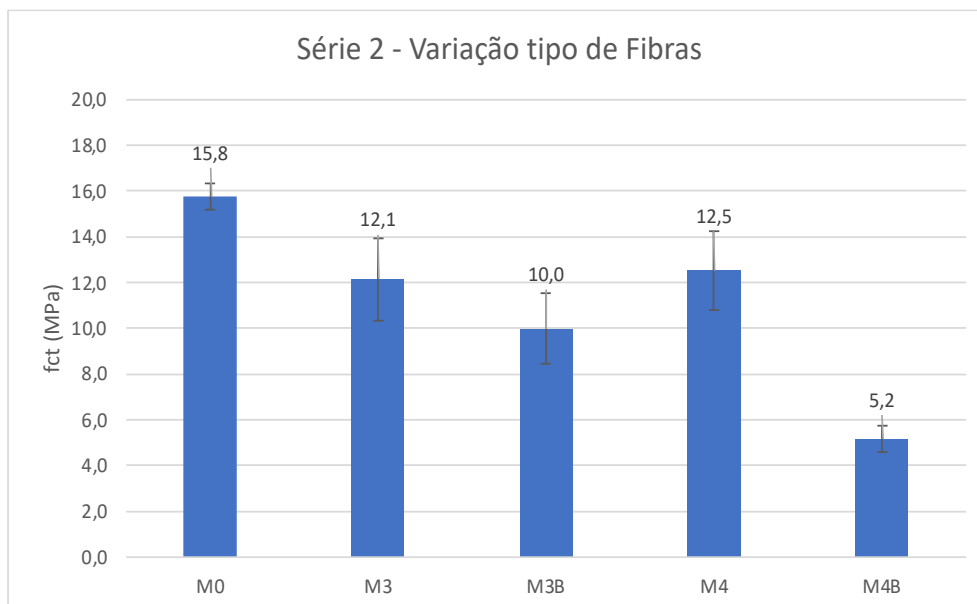
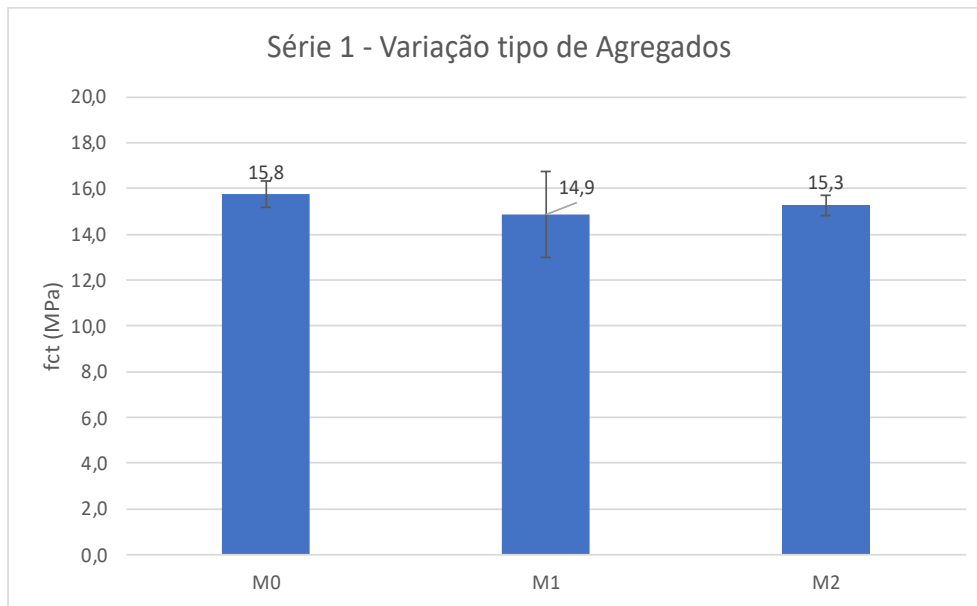
Figura 4.16 – Rácio Flexão Pura/ Flexão Simples.

4.6. Resistência à Tração por Compressão Diametral

Resultados das resistências à tração por compressão diametral, em provetes 50×50×100 mm³

Observando a Figura 4.17, é possível concluir que a mistura de referência M0 é a que apresenta as maiores resistências, de todas as séries. A série dos betões de referência permite-nos verificar que a redução da quantidade cimento (M0-500) e remoção das fibras da matriz do betão (M0-SF) têm fortes influências nesta resistência, como se constatou na resistência à flexão, reduzindo a resistência à tração por compressão diametral, respetivamente em 35 e 70%, em relação à mistura de referência M0. A série 1 é a que apresenta melhores resultados de resistência, sendo bastante semelhantes aos da resistência da mistura de referência, conforme verificado também nos ensaios de flexão. Nesta série variou-se o agregado, nas misturas M1 e M2 introduzindo-se areia fina e a mistura desta com areão, respetivamente, e concluiu-se que a variação no agregado tem pouca influência na resistência de tração por compressão diametral. Tanto a série 2, onde se variam a quantidade e o tipo de fibras, como a série 3, onde há variação das adições, apresentam resistência inferiores à mistura de referência M0, até 67% e 39%, respetivamente. A mistura M4B (com fibras poliméricas e fibras de vidro) destaca-se pela negativa, tem uma redução de resistência de 67% em relação à mistura de referência. Confirma-se que a quantidade de fibras na matriz, assim como as adições, têm influência na resistência à tração por compressão diametral.





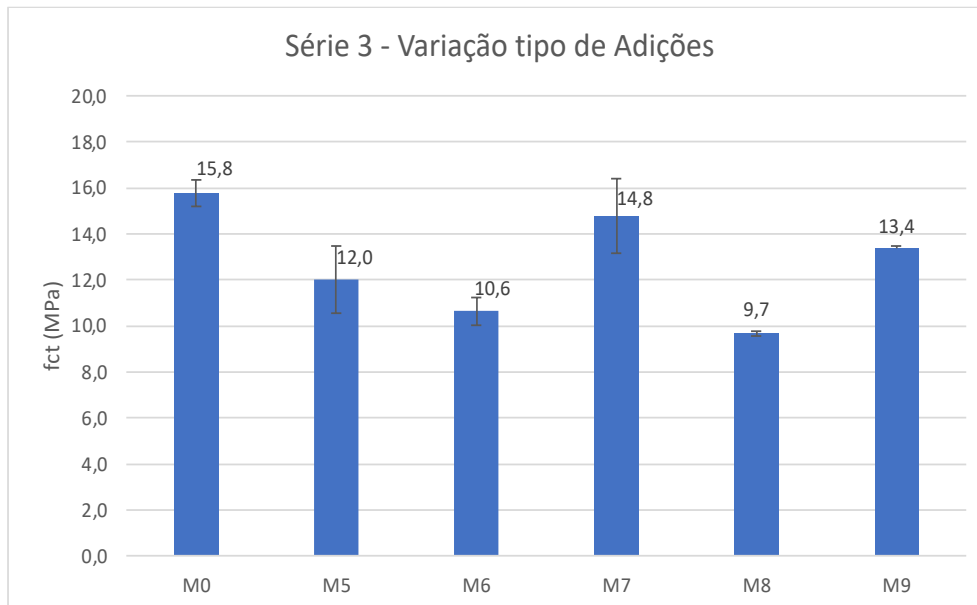


Figura 4.17 – Resultados dos valores das resistências mecânicas à tração por compressão diametral, por séries.

Rácio entre resistências de tração por compressão diametral e por flexão pura

O rácio entre as referidas resistências à tração apresenta-se na Figura 4.18. Identifica-se que a resistência por compressão diametral varia entre 30 e 60% da resistência à flexão pura, sendo que a maioria dos valores aproxima-se dos 50%. Os valores mais elevados estão associados às misturas M4 e M4B. A mistura M3B é a que apresenta menor rácio.

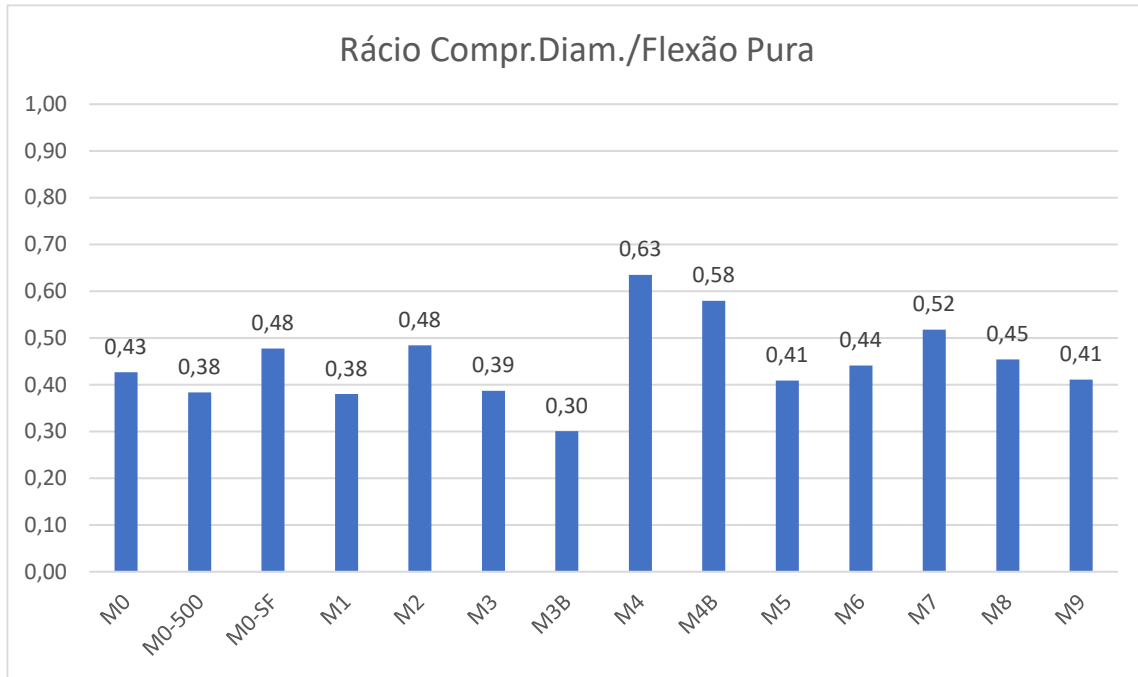


Figura 4.18 – Rácio entre as resistências à tração por compressão diametral e à flexão pura das misturas.

Resultados das resistências à tração por compressão diametral, em provetes $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$

Na caracterização mais aprofundada das misturas M0, M3 e M4, realizou-se o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, em provetes de dimensões $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$, 3 provetes para cada mistura. Por observação dos resultados (Figura 4.19), constata-se que a mistura M3 é a que oferece uma maior resistência, sendo esta reforçada por micro e macro fibras metálicas, tendo também agregado mais grosso na sua constituição. As macrofibras metálicas em forma de gancho nas extremidades, juntamente com as microfibras de aço, realizam certamente um trabalho de ancoragem combinado em diferentes escalas, quando sujeitas a tração, aumentando a resistência e o controlo de fendas. Contrariamente aos resultados em provetes de menores dimensões, nos quais a resistência da mistura M3 foi cerca de 23% mais reduzida em comparação a M0, nos provetes de maior dimensão a resistência de M3 é superior à de M0 em cerca de 8%. A mistura M4, que contém na sua formulação fibras poliméricas, oferece a menor resistência à tração por compressão diametral, com uma redução em cerca de 24% em relação a M0.

O rácio entre as resistências à tração por compressão diametral, em provetes de maior e de menor dimensão, foi próximo de 70% nas misturas M0 e M4, tendo sido próximos os valores na mistura M3, sugerindo que a mistura M3 é menos sensível ao efeito de escala para esta propriedade.

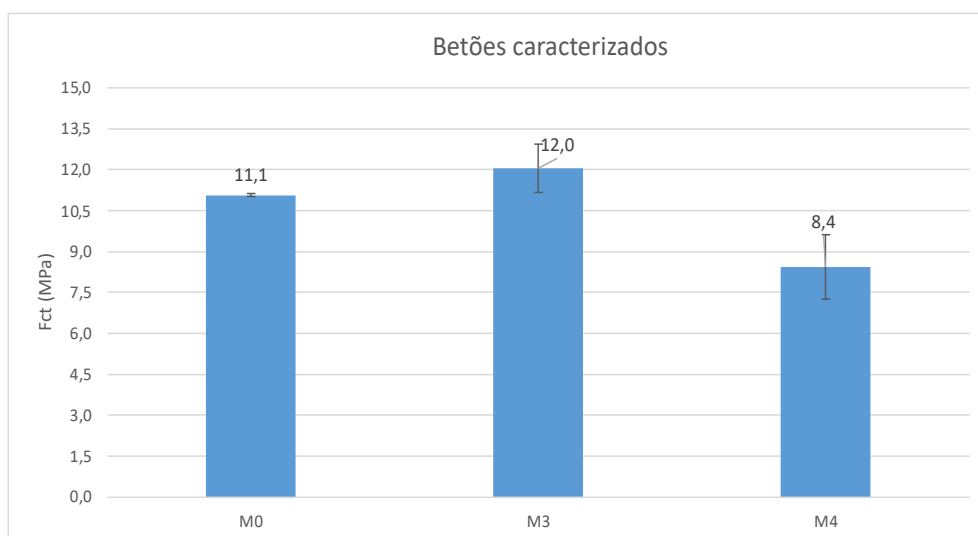


Figura 4.19 – Resultados dos valores das resistências mecânicas à tração por compressão diametral, série betões caracterizados.

4.7. Resistência à Tração por Flexão Simples – Energia de Fraturas; Tensão Residual

Resultados das resistências à tração por flexão simples – provetes 100×100×500mm²

Na Figura 4.20 são apresentados os resultados da resistência à flexão das misturas selecionadas em provetes de maior dimensão, onde se verifica, pela diferença comparativamente aos provetes de menor dimensão (40×40×160mm³), um grande efeito de escala e isso reflete-se nos valores das tensões de tração. Os resultados das resistências à flexão simples em provetes de maior dimensão são cerca de 45% dos resultados em provetes de menor dimensão, para todas as misturas; confirma-se, contudo, a proporcionalidade dos resultados em função do tipo de fibras nas misturas M0, M3 e M4.

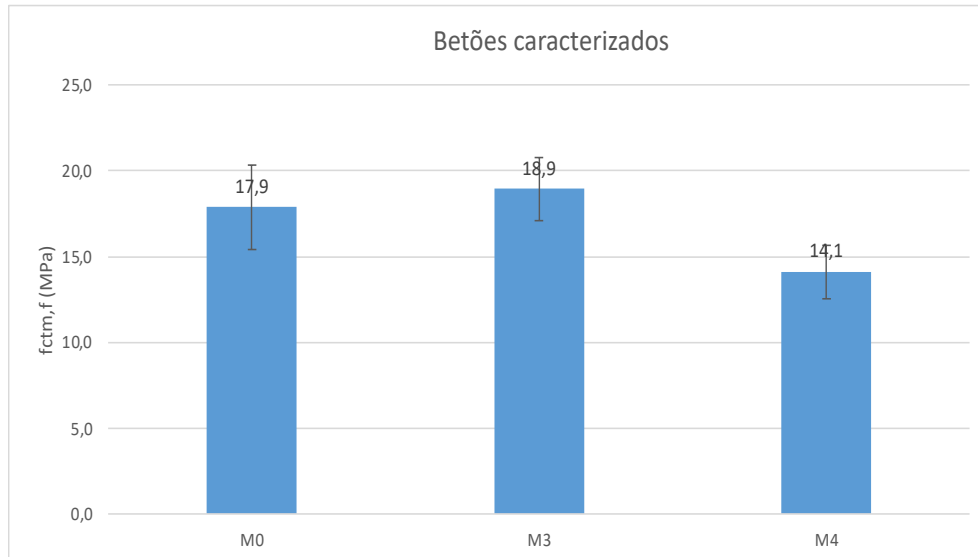


Figura 4.20 – Resultados de resistência à flexão simples de 3 pontos, em provetes de 100×100×500mm³.

O rácio entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à flexão simples nestes provetes de maior dimensão variam entre 60 e 68%, sendo maior na mistura M3, comprovando também o efeito da escala do ensaio de flexão, no que respeita à dimensão dos provetes.

Resultados das resistências à tração por flexão – Energia de Fratura

As figuras seguintes (Figura 4.21 a Figura 4.23) apresentam gráficos com os resultados dos ensaios de resistência à tração por flexão simples, com o intuito de determinar a energia de fratura e outros parâmetros de caracterização, para cada uma das 3 misturas (M0, M3 e M4). Foram definidos gráficos com a relação entre a Força/Deslocamento, Força/Abertura de Fenda (w), Abertura de Fenda/Deslocamento e Tensão/Abertura de Fenda, para cada mistura, ensaiando 2 provetes para cada mistura. Nas misturas M0 e M4, os dois provetes ensaiados de cada mistura originam resultados quase coincidentes. Verificando os gráficos da mistura M3 nota-se uma ligeira diferença de amplitude entre valores, que provavelmente se deve a uma maior concentração de fibras no entalhe de um dos provetes, que originou uma maior resistência na zona do entalhe. Comparando as 3 misturas, os valores encontram-se relativamente semelhantes entre si, com um destaque para a mistura M3, com macro fibras metálicas, o ensaio do provete M3P2 tem uma maior resistência, 17% superior à mistura de referência, M0.

As misturas apresentam comportamento similar em termos de resistência à tração por flexão simples, especificamente em termos de Força/Deslocamento: uma fase

linear elástica ascendente até à fendilhação, cerca de 80 a 90% do pico; fase de endurecimento, entre a fendilhação e o pico; fase decrescente acentuada; fase residual, com um decréscimo reduzido. Além disso, existe um comportamento quase linear após rotura, no que respeita à relação Força-Abertura de fenda. Verifica-se que a mistura M3 oferece uma maior resistência aquando da rotura, suportando também o pico de resistência por uma extensão maior de abertura de fenda, o que comprova o efeito de ancoragem da maior concentração de fibras neste provete. Isto deve-se maioritariamente ao uso de macro fibras metálicas a complementar as microfibras metálicas, as extremidades das macro fibras em gancho proporcionam uma maior ancoragem na matriz do betão, aumentando a resistência à tração. Este efeito é igualmente notório na mistura M3, em comparação com as misturas M0 e M4, no que respeita à amplitude na fase pós-pico, onde a resistência residual em M3 é cerca do dobro das misturas M0 e M4. A relação Abertura de Fenda-Deslocamento (w - $desl$) das várias misturas é também similar, existindo uma fase de deformação elástica, onde a abertura de fenda é nula, seguida do endurecimento, onde a abertura de fenda é muito reduzida, seguindo-se uma relação quase linear na fase descendente do ensaio.

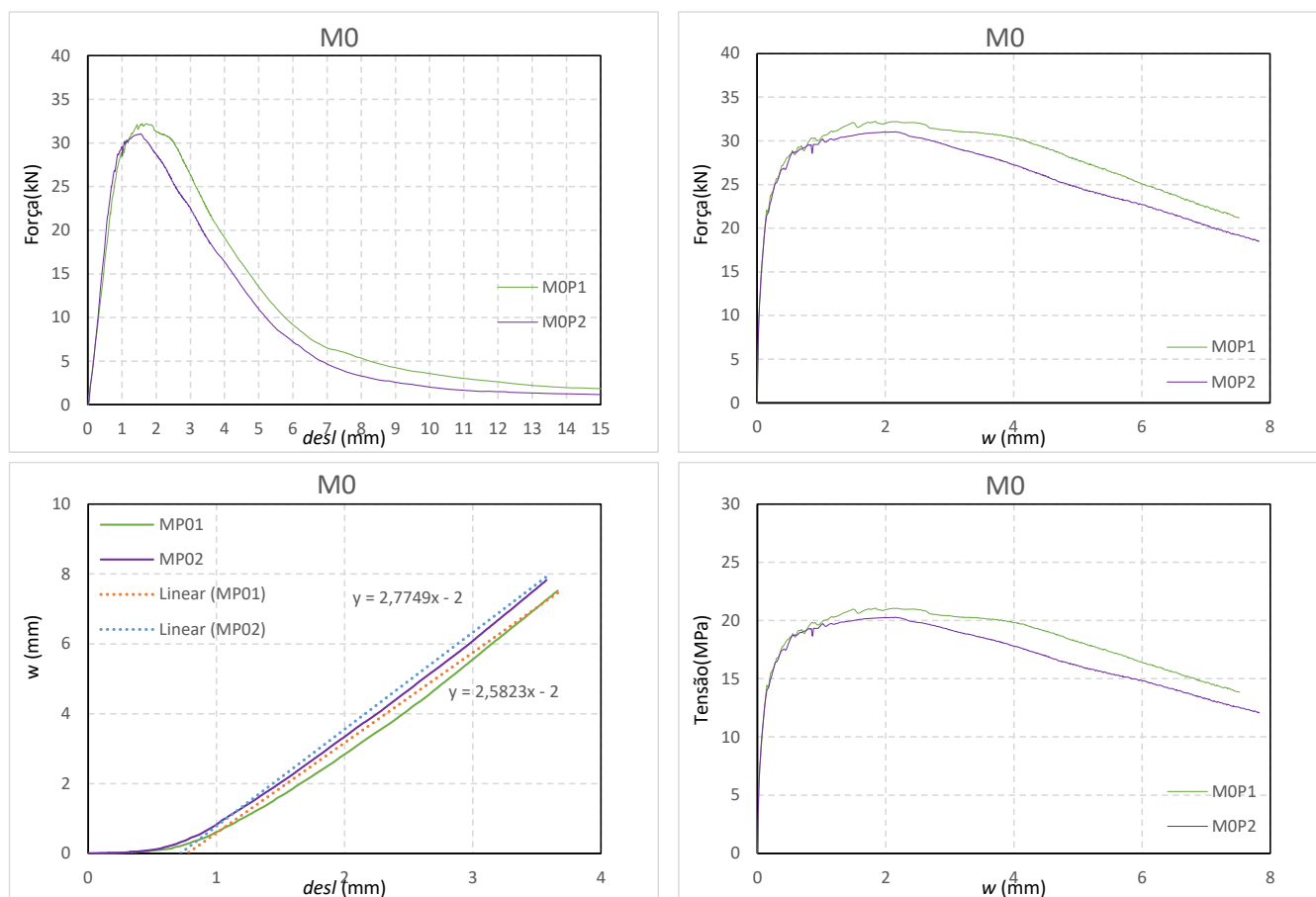


Figura 4.21 – Caracterização da resistência à tração por flexão simples de M0 – Energia de Fratura.

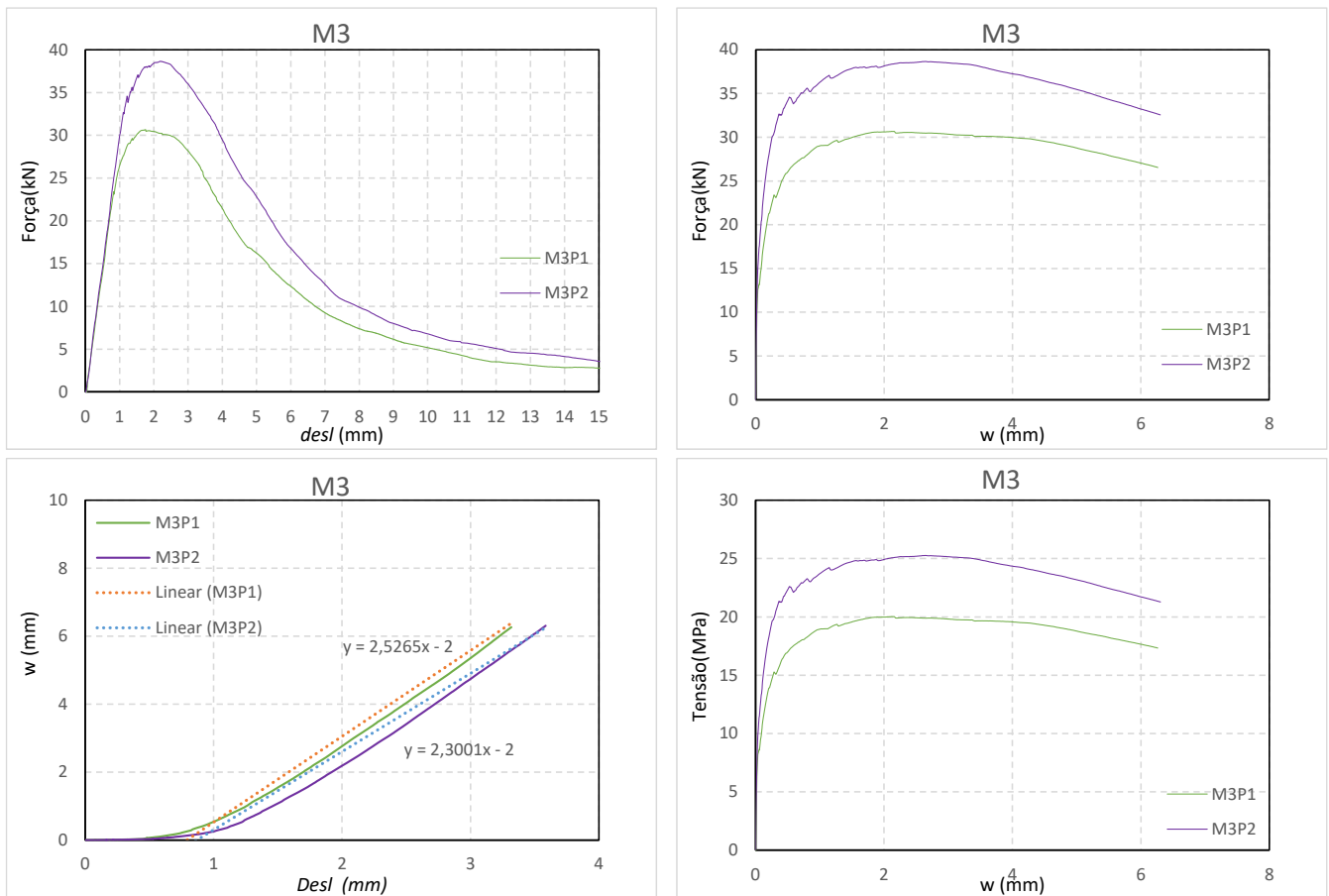


Figura 4.22 – Caracterização da resistência à tração por flexão simples de M3 – Energia de Fratura.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

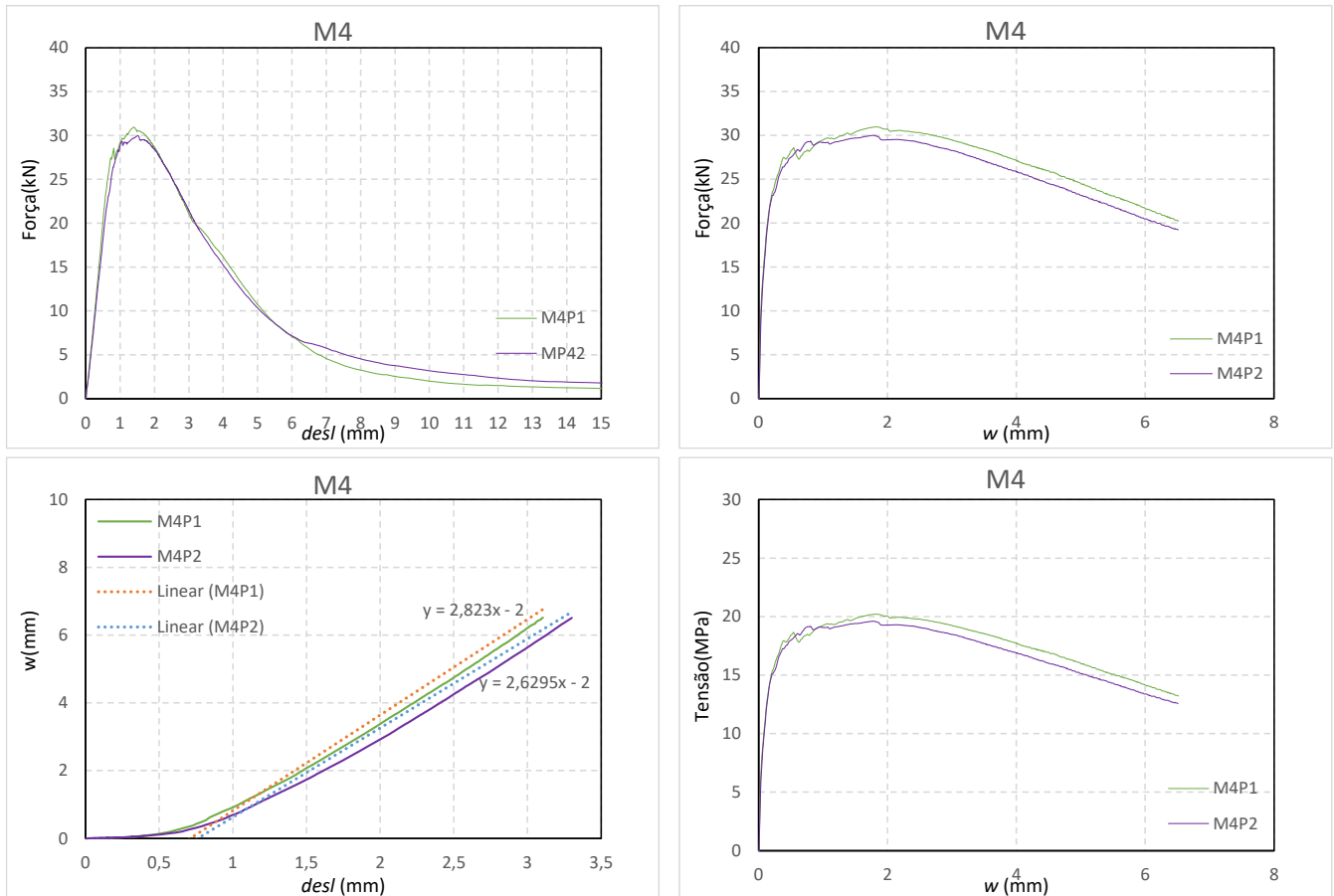


Figura 4.23 – Caracterização da resistência à tração por flexão simples de M4 – Energia de Fratura.

Usando a expressão (11), foi possível calcular a energia de fratura das misturas (Tabela 4.2 e Figura 4.24). Como expectável, e também por observação dos gráficos de resultados do ensaio de resistência à tração por flexão simples (Figura 4.21 a Figura 4.23), a mistura M3 é a que apresenta maior energia de fratura; ou seja, este betão absorve mais energia até à rotura. A mistura M3 tem um valor de energia de fratura 39% superior à mistura de referência, M0, e 47% superior à mistura M4. Os valores de energia de fratura das misturas M0 e M4 são semelhantes, com o valor de M0 apenas 6% superior ao da mistura M4.

Tabela 4.2 - Resultados dos valores da Energia de Fratura.

Mistura	Energia de Fratura [kN/m (J/m ²)]
M0	17,9
M3	24,8
M4	16,9

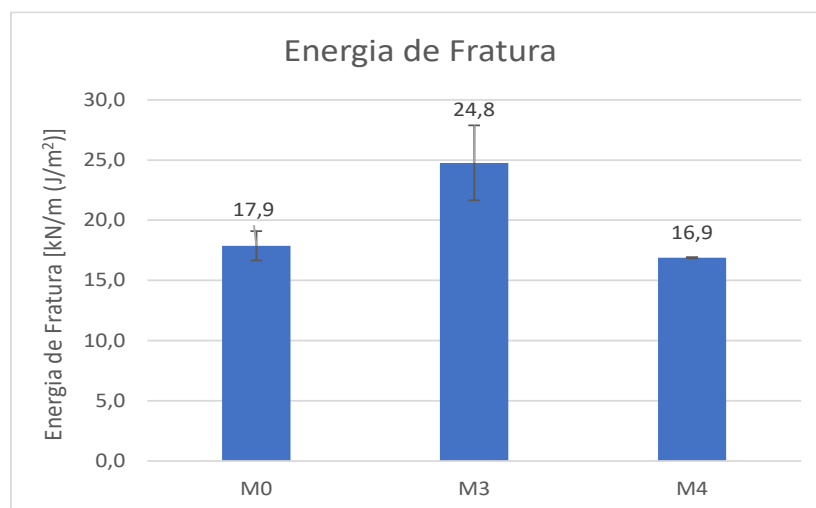


Figura 4.24 – Resultados dos valores da Energia de Fratura.

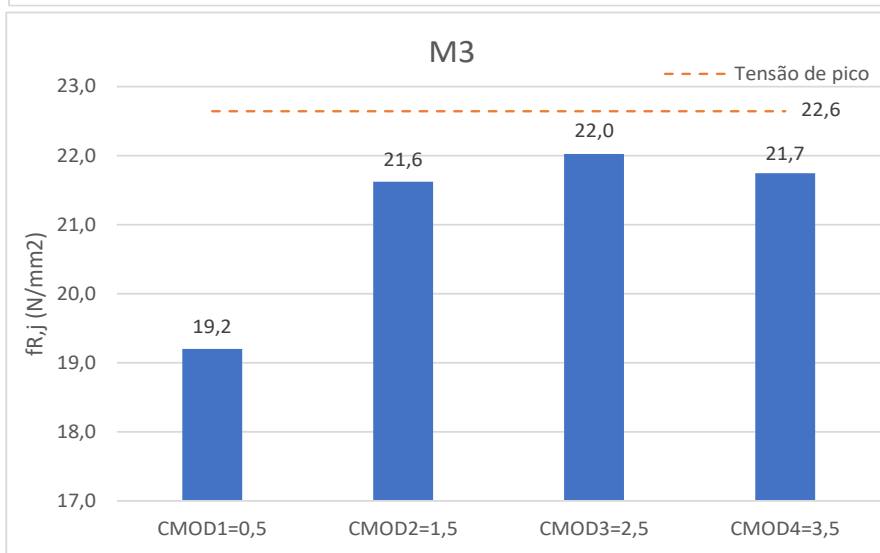
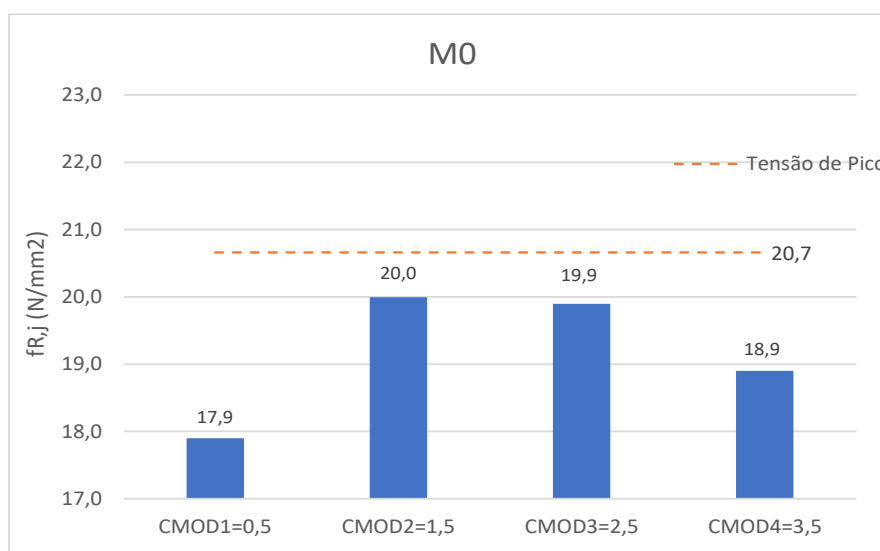
Resultados das resistências à tração por flexão – Tensão Residual

Por observação dos resultados apresentados na Tabela 4.3 e Figura 4.25, concluímos que a mistura M3 é a que apresenta maiores tensões residuais e a M4 os menores valores de tensão residual, em coerência com os valores obtidos para a energia de fratura. No $CMOD_1=0,5mm$, pode-se verificar pelos gráficos de abertura de fenda, que a fendilhação do provete ainda não ocorreu ou é muito incipiente. No $CMOD_2=1,5mm$, os provetes ainda se encontram na fase de endurecimento, sem atingir o pico. No $CMOD_3=2,5mm$, verifica-se a maior diferença entre as misturas M0 e M4 com a mistura M3 é a influência do uso de macro fibras metálicas na resistência à tração, pois a tensão residual entre $CMOD_2=1,5mm$ e $CMOD_3=2,5mm$, das misturas M0 e M4 diminuíram ligeiramente, enquanto que na mistura M3 há um ligeiro aumento da tensão. Na fase correspondente ao $CMOD_4=3,5mm$, a mistura M3 continua a oferecer uma boa resistência, havendo um decréscimo de apenas 1% na tensão residual, enquanto nas misturas M0 e M4 a diminuição é de 5 e 7%, respetivamente. Em termos médios, e em relação à mistura de referência, a mistura M3 tem uma tensão residual superior em 9%, e M4 uma tensão residual inferior, em 4%. Se compararmos as misturas M3 com M4, a primeira apresenta uma tensão residual 13% maior. A mistura M4, contendo microfibras metálicas e fibras poliméricas, não proporciona a mesma resistência à tração.

Desenvolvimento e caracterização mecânica de eco-betões de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras para pré-fabricação modular

Tabela 4.3 - Resultados dos valores da Tensão Residual.

M0	M3	M4
tensão residual, $f_{R,j}$	tensão residual, $f_{R,j}$	tensão residual, $f_{R,j}$
j=1,2,3,4	j=1,2,3,4	j=1,2,3,4
$f_{R,j}$ (N/mm ²)	$f_{R,j}$ (N/mm ²)	$f_{R,j}$ (N/mm ²)
CMOD1=0,5 17,9	CMOD1=0,5 19,2	CMOD1=0,5 17,8
CMOD2=1,5 20,0	CMOD2=1,5 21,6	CMOD2=1,5 19,2
CMOD3=2,5 19,9	CMOD3=2,5 22,0	CMOD3=2,5 19,0
CMOD4=3,5 18,9	CMOD4=3,5 21,7	CMOD4=3,5 17,7



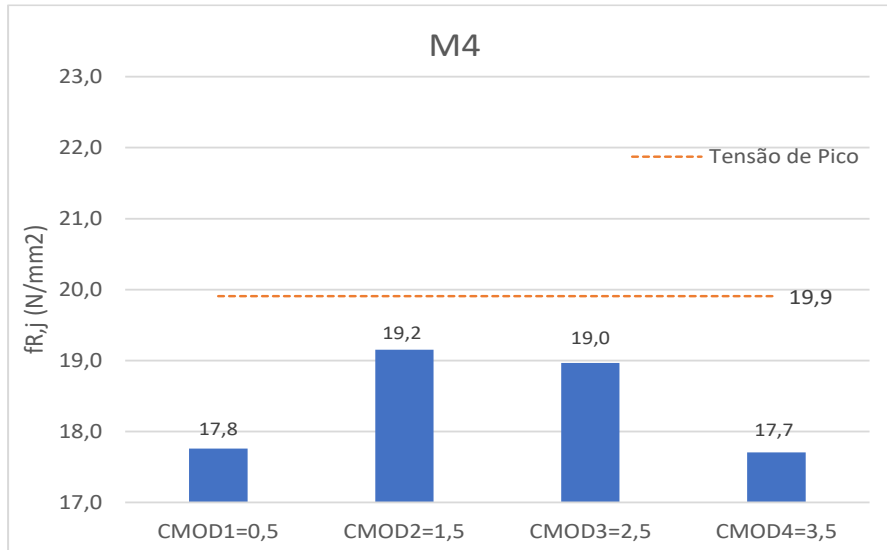


Figura 4.25 - Resultados da tensão residual, CMODj, relacionando com a tensão de pico dos ensaios.

4.8. Propriedades Mecânicas de Betões UHPC após exposição a elevadas temperaturas

4.8.1. Provetes após exposição a altas temperaturas

Após a exposição às temperaturas definidas os provetes foram inspecionados visualmente, sendo notórios os danos causados. Na Figura 4.26, após exposição a 300°C, observam-se danos na superfície do provete, nomeadamente, o aparecimento de manchas, devido à descoloração do betão, e o aparecimento de microfendas em todo o provete, mas particularmente concentradas nas zonas das manchas. Estas manchas são originadas pela fusão das fibras poliméricas na face do provete, que derreteram para o exterior. As fibras poliméricas derreteram quando expostas a esta temperatura; por isso, é possível observar, na face dos provetes, pequenas bolhas de material polimérico endurecido, após o arrefecimento. Também se observou que as microfibras metálicas ainda se encontram na matriz do betão e intactas, comprovando os resultados de estudos prévios.



Figura 4.26 – Provete prismático e cúbico após exposição a 300°C.

Na Figura 4.27 estão os provetes expostos a uma temperatura de 500°C. Não apresentam grande diferença visual relativamente aos provetes expostos a 300°C. A maior diferença a salientar é o desaparecimento das manchas previamente mencionadas com a incineração das fibras poliméricas. A incineração destas fibras cria os poros vazios na matriz do betão. Deve-se também referir que algumas fendas aumentaram a sua dimensão.



Figura 4.27 – Provete prismático e cúbico após exposição a 500°C.

Na Figura 4.28 são apresentados os provetes após exposição a 700°C. Observa-se que os danos nos provetes são maiores, com a fendilhação mais visível e acentuada em todo o provete. A esta temperatura verifica-se que fibras metálicas foram muito

afetadas, pois o aço perde grande parte da resistência a este nível de temperatura, reduzindo a resistência mecânica do betão. Na Figura 4.29, verifica-se a coloração rosa/avermelhada dos agregados de maiores dimensões. Esta coloração é explicada com a presença de elementos de ferro que desidratam ou oxidam nestas temperaturas e está associada à perda da resistência à compressão do betão (Short *et al.*, 2001).



Figura 4.28 – Provete prismático e cúbico após exposição a 700°C.



Figura 4.29 – Provete cúbico após exposição a 700°C e após realização do ensaio de resistência à compressão.

4.8.2. Resistência à compressão

Na Figura 4.30 é apresentado um resumo das resistências médias à compressão após exposição a temperaturas elevadas. Verifica-se que o UHPC desenvolvido tem, aos 28 dias de idade e à temperatura ambiente, uma resistência à compressão de 120 MPa. Após exposição a 300°C, não há grande perda de resistência, a redução da resistência é cerca de 5 e 9% para os provetes cúbicos e os provetes prismáticos, respetivamente. Após exposição a 500°C, o provete prismático apresenta um resultado interessante, uma vez que há um ganho de resistência considerável comparativamente à resistência de referência à temperatura ambiente. O provete cúbico, no entanto, tem uma perda significativa de resistência à compressão, 23%, valores expectáveis para este nível de temperatura. Em estudos prévios verificou-se nalguns casos que o betão apresenta aumentos de resistência, a temperaturas elevadas (cerca de 400-500°C). A razão apontada para estes resultados é a maior hidratação dos constituintes do cimento ou uma reação química entre hidróxido de cálcio e os minerais, havendo, portanto, uma aceleração da reação pozolânica a temperaturas elevadas (Peng *et al.*, 2012; Tai *et al.*, 2011). Quando o betão é exposto a 700°C, a perda da capacidade resistente à compressão já é significativa, na ordem dos 50%. Neste patamar de temperatura, as microfibras metálicas e poliméricas já não oferecem contributo relevante para a resistência, e o betão já se encontra altamente fendilhado.

Um aspeto a salientar é o facto de a dimensão dos provetes apresentar influência na resistência à compressão após exposição a altas temperaturas. Os provetes de 4×4×16cm³ tiveram maior resistência à compressão aos 500 e 700°C, comparativamente aos provetes cúbicos de 5×5×5cm³, havendo exceção apenas no patamar de 300°C. Isto poderá dever-se, em parte, à baixa condutividade térmica do betão, que causa uma distribuição térmica variável ao longo da seção dos provetes. O calor dissipa-se mais na zona exterior do provete e tem uma temperatura mais elevada no núcleo do provete.

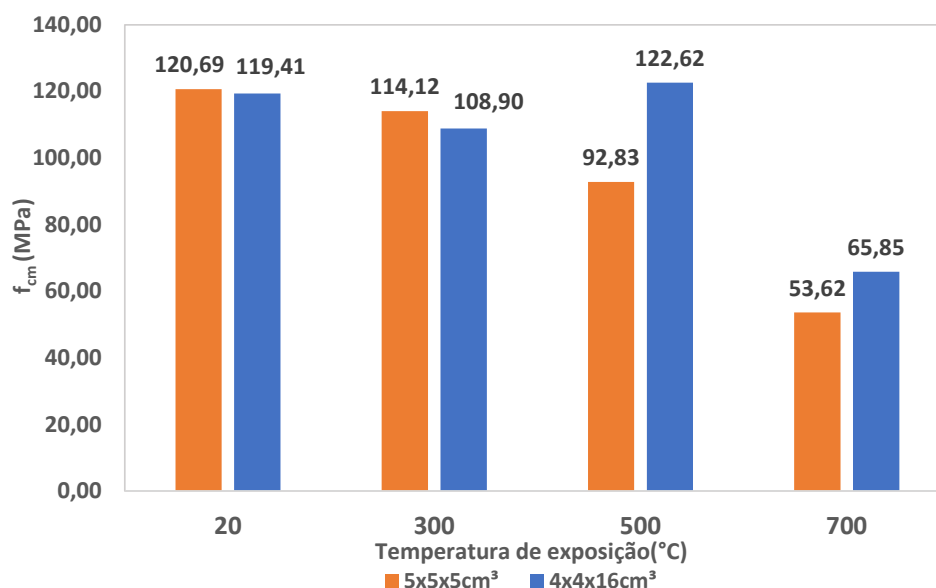


Figura 4.30 – Resistência à compressão após exposição a temperaturas elevadas.

4.8.3. Resistência à tração por flexão

Aos 28 dias de idade e à temperatura ambiente, a resistência à tração por flexão do UHPC foi de 27,5 MPa. Após exposição a 300°C, este valor decresceu 32%, porém, após exposição a 500°C, registou-se um ganho de resistência de 13% relativamente à resistência registada após exposição a 300°C (Figura 4.31), à semelhança do que se verificou com a resistência à compressão dos provetes prismáticos (Figura 4.30). Após exposição do betão a 700°C, há uma perda da capacidade resistente de tração por flexão em cerca de 50%. Este valor é igual ao registado na perda de resistência à compressão após exposição a 700°C (Figura 4.32).

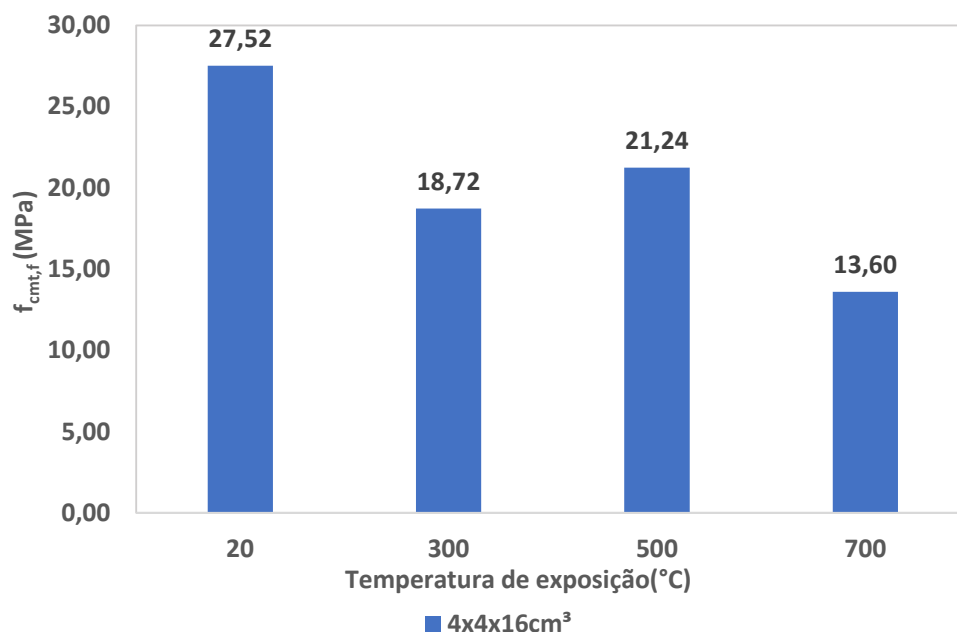


Figura 4.31 – Resistência à tração por flexão após exposição a temperaturas elevadas.

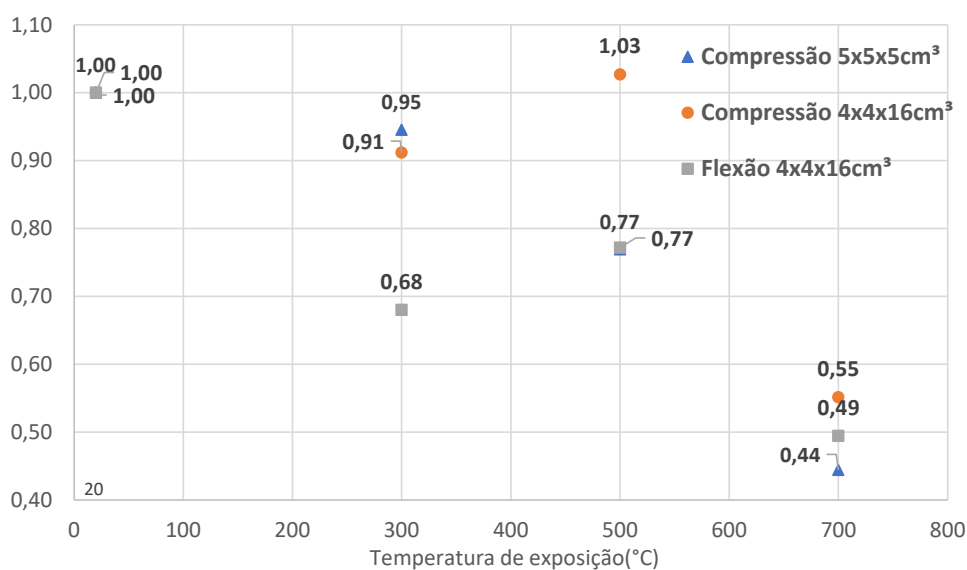


Figura 4.32 – Rácios das resistências em relação ao valor de referência (20°C).

4.8.4. Considerações sobre a influência da exposição a temperaturas elevadas no desempenho mecânico

Baseado nas observações e nos resultados dos ensaios realizados pode concluir-se que:

- A resistência à compressão e à tração por flexão do UHPC após exposição a 500°C apresentaram diferenças relativamente ao mesmo betão, mas exposto apenas à

temperatura ambiente. Os provetes prismáticos tiveram um ligeiro aumento de resistência à compressão, contrário ao que se verificou nos provetes cúbicos, e a resistência à tração por flexão teve uma perda de 27%. Os provetes expostos a 700°C sofreram perdas de resistência significativas, tanto à tração como à compressão, e foram ambas na ordem dos 50%. Os provetes após exposição a estas temperaturas apresentaram uma fendilhação bem visível e significativa.

- O uso de uma solução híbrida de microfibras metálicas e poliméricas demonstrou ser uma boa solução, pois a utilização das microfibras metálicas proporciona uma boa resistência à tração por flexão, e as microfibras poliméricas provou-se útil para a diminuição do risco de spalling, particularmente importante em misturas com uma matriz muito densa, como a estudada.

- Após exposição a altas temperaturas, 700°C, os provetes de 4×4×16cm³ tiveram uma resistência à compressão 19% maior do que os provetes cúbicos de dimensões 5×5×5cm³.

5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1. Conclusões

Considerando todo o trabalho realizado e apresentado ao longo da dissertação, pode-se concluir que é possível formular eco-UHPC, mantendo os níveis desejados de resistência mecânica inicialmente definidos para a produção de cascas pré-fabricados. Com base nos resultados experimentais obtidos conclui-se que:

- Uma redução da dosagem de 600 para 500 kg/m³ de cimento implica uma redução dos valores em várias propriedades mecânicas, com a maior perda na resistência à tração por compressão diametral, na ordem dos 35%. Todavia, mesmo reduzindo 100 kg/m³ de cimento relativamente à mistura inicial, é possível obter betões com resistências que se enquadram na definição de um UHPC.
- Relativamente ao uso de fibras no betão UHPC, existe uma influência significativa, verificando-se que o betão UHPC reforçado com fibras exhibe uma ductilidade muito superior à matriz sem fibras, assim como um aumento significativo de resistência mecânica. A mistura sem fibras (M0-SF) apresenta diminuição de cerca de 25% da resistência à compressão relativamente à mistura com fibras (M0). Na resistência à tração por flexão, a mistura sem fibras tem diminuição da resistência na ordem dos 75%, confirmando-se a enorme influência da adição das fibras em resistir a esforços de tração.
- O tipo de material da fibra utilizado nos betões UHPC tem influência nas propriedades mecânicas. A substituição total de fibras metálicas (M0) por fibras não metálicas (M4B) causou perdas de resistência significativas à tração, 62%, 67% e 76% na resistência à tração por flexão, por compressão diametral e flexão pura, respetivamente, aos 28 dias, comparado com a mistura de referência, M0. A solução híbrida de fibras estudada (M4), com fibras metálicas e fibras poliméricas na matriz, também resultou numa perda de resistência, 20 a 25% na resistência à tração por flexão e 47%, na resistência à flexão pura, em relação às resistências da mistura M0.
- A variação do volume e substituição em microfibras metálicas por macrofibras metálicas em 0,5% e 1,0% de volume, não influencia de forma significativa a resistência à compressão, mas já tem um efeito notório na resistência à tração. Isto deve-se ao facto das macrofibras metálicas serem ancoradas nas extremidades, permitindo uma melhor aderência e

consequentemente uma melhor transferência de tensões de tração na matriz. O ensaio de tração direta, onde são aplicados somente esforços de tração, e os resultados da tensão residual permitiram demonstrar que a mistura M3 com macrofibras metálicas, tem o melhor comportamento pós-fendilhação. De acordo com o ensaio para a obtenção da energia de fratura, M3 apresenta um valor de energia de fratura 39 % superior ao de referência (M0) e 47% superior à mistura M4, com a solução híbrida de fibras.

- As misturas com incorporação de escória de alto forno elétrico, M6, e pó de vidro, M8, apresentaram resistências inferiores às restantes misturas na série de variação de adições, série 3, especialmente nas idades mais jovens. Na resistência à compressão, aos 28 dias e em relação a M0, estas misturas exibem perdas na ordem dos 20% (M6) e 23% (M8). Na resistência à tração por flexão, este efeito é mais visível em M8, com uma resistência inferior a M0 em 29%. No entanto apresentam um ganho de resistência em idades mais avançadas, podendo ser explicado pela reação pozolânica lenta, que promove esse ganho de resistência tardio. De notar que estes resultados são apenas da caracterização mecânica das misturas estudadas e selecionadas, não estando aqui referido outras características necessárias à aplicação destes betões, como a durabilidade ou o comportamento no estado fresco.
- Baseado nas observações e nos resultados obtidos dos ensaios de exposição do UHPC a temperaturas elevadas, conclui-se que, até a uma temperatura de $\sim 500^{\circ}\text{C}$, é possível ocorrer um ganho de resistência, à semelhança do já registado na literatura.
- Após exposição a uma temperatura de 700°C , os provetes sofreram danos visíveis significativos, e há perdas de resistência na ordem dos 50%. A utilização de uma solução híbrida de microfibras metálicas e fibras poliméricas é uma boa solução no que se refere à exposição a temperaturas elevadas, as microfibras metálicas são úteis para resistir a tensões de tração, e as fibras poliméricas para diminuir o risco de spalling. Esta solução é particularmente vantajosa nos UHPC, pois estes betões têm uma matriz muito densa e isso aumenta o risco de spalling quando expostos a altas temperaturas.

Em suma, foi possível desenvolver betões eco-UHPC com menores dosagens de cimento, incorporando adições, com resultados bastante positivos em termos de desempenho mecânica. Destaca-se a importância da incorporação de fibras, no aumento da resistência e ductilidade destes betões.

5.2. Trabalhos Futuros

O betão UHPC reforçado com fibras é um material com grande potencial de utilização na construção civil. Por isso, sugere-se para trabalhos futuros, a continuação do estudo de betões UHPC para torná-los mais eco eficientes e mais económicos, usando diferentes adições (por exemplo, pozolanas naturais) e usando outro tipo de fibras, eventualmente fibras produzidas a partir de materiais reciclados.

O estudo do comportamento dos UHPC após a exposição a temperatura elevadas também deve ser continuado. Há poucos estudos nesta área e é necessário estudar o seu comportamento a temperaturas mais elevadas do que as estudadas neste trabalho e analisar como se pode mitigar ainda mais o risco de spalling destes betões.

Por fim, considera-se importante avaliar quantitativamente a sustentabilidade destes tipos de UHPC, considerando o seu desempenho mecânico, a sua durabilidade e o seu impacto ambiental.

REFERÊNCIAS

- A. Samarin, R. . M., & Ashby, J. B. (1983). The Use of Fly Ash in Concrete-Australian Experience. *International Concrete Abstracts Portal*, 79, 143–172. <https://doi.org/10.14359/6689>
- Abid, M., Hou, X., Zheng, W., & Hussain, R. R. (2017). High temperature and residual properties of reactive powder concrete – A review. *Construction and Building Materials*, 147(519), 339–351. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.083>
- Abid, M., Hou, X., Zheng, W., & Waqar, G. Q. (2017). Mechanical properties of steel fiber-reinforced reactive powder concrete at high temperature and after cooling. *Procedia Engineering*, 210, 597–604. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.119>
- ACI Committee 232. (1996). *Use of Fly Ash in Concrete*. (Vol. 96, Issue Reapproved).
- ACI Committee 363. (1992). State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete. In *Journal of the American Concrete Institute* (Vol. 81, Issue 4). <https://doi.org/10.14359/10692>
- ACI Committee 363. (2010). *Report on High-Strength Concrete* (Issue 2).
- Acker, P., & Behloul, M. (2004). Ductal® technology: A large spectrum of properties, a wide range of applications. In M. Schmidt, E. Fehling, & C. Geisenhanslüke (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete* (pp. 11–23).
- Aïtcin, P. C. (1998). *High-Performance Concrete* (1st ed.). <https://doi.org/https://doi.org/10.4324/9780203475034>
- Aïtcin, P. C. (2000). Cements of yesterday and today - concrete of tomorrow. *Cement and Concrete Research*, 30(9), 1349–1359. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00365-3](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00365-3)
- Aïtcin, P. C. (2016). Portland cement. In *Science and Technology of Concrete Admixtures*. Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100693-1.00003-5>
- Akhnoukh, A. K., & Buckhalter, C. (2021). Ultra-high-performance concrete: Constituents, mechanical properties, applications and current challenges. *Case Studies in Construction Materials*, 15(January), e00559. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00559>
- Appleton, J. (2005). CONSTRUÇÕES EM BETÃO–Nota histórica sobre a sua evolução. *Instituto Superior Técnico*, 1–18. <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf>
- Aprianti S, E. (2017). A huge number of artificial waste material can be supplementary cementitious material (SCM) for concrete production – a review

- part II. *Journal of Cleaner Production*, 142, 4178–4194. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.12.115>
- ASTM C618. (2001). Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Concrete. *Annual Book of ASTM Standards*.
- Azevedo, A. F. F. L. C. de. (2002). *Betões de Elevado Desempenho com incorporação de Cinzas Volantes*. Universidade do Minho - Escola de engenharia.
- Azmee, N. M., & Shafiq, N. (2018). Ultra-high performance concrete: From fundamental to applications. *Case Studies in Construction Materials*, 9. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00197>
- Bajaber, M. A., & Hakeem, I. Y. (2021). UHPC evolution, development, and utilization in construction: A review. *Journal of Materials Research and Technology*, 10, 1058–1074. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2020.12.051>
- Bastien-Masse, M., & Brühwiler, E. (2016). Composite model for predicting the punching resistance of R-UHPFRC-RC composite slabs. *Engineering Structures*, 117, 603–616. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.017>
- Benhelal, E., Shamsaei, E., & Rashid, M. I. (2021). Challenges against CO2 abatement strategies in cement industry: A review. *Journal of Environmental Sciences*, 104, 84–101. <https://doi.org/10.1016/j.jes.2020.11.020>
- Bentz, D. P., Hansen, A. S., & Guynn, J. M. (2011). Optimization of cement and fly ash particle sizes to produce sustainable concretes. *Cement and Concrete Composites*, 33(8), 824–831. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.04.008>
- Blais, P. Y., & Couture, M. (1999). Precast , Prestressed Pedestrian Bridge — World ' s First Reactive. *PCI Journal*, 44(5), 60–71.
- Blick, R. L., Petersen, C. F., & Winter, M. E. (1974). Proportioning and Controlling High-Strengt Concrete. *ACI SP-46, SP-46*, 141–163.
- Bonavetti, V., Donza, H., Rahhal, V., & Lrassar, E. F. (1999). High-strength concrete with limestone filler cements. *American Concrete Institute, ACI Special Publication, SP186*(April 2015), 567–580. <https://doi.org/10.14359/5578>
- Brühwiler, E., & Denarié, E. (2013a). Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (LABSE)*, 23(4), 450–457. <https://doi.org/10.2749/101686613X13627347100437>
- Brühwiler, E., & Denarié, E. (2013b). Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (LABSE)*, 23(4), 450–457. <https://doi.org/10.2749/101686613X13627347100437>

- Buitelaar, P., & Müller, S. (2020). *Fibres in ultra-high-performance concrete*. *Markovic 2006*, 2–4.
- Cabrera-Madrid, J. A., Escalante-García, J. I., & Castro-Borges, P. (2016). Resistência à compressão de concreto com escória de alto forno. Revisão do estado da arte. *Revista Alconpat*, 6(1), 64–83. <http://dx.doi.org/10.21041/ra>.
- Camiletti, J. N. (2011). *Effects of Limestone Filler on Early-Age Properties of Ultra-High Performance Concrete*.
- Camões, A., & Ferreira, R. M. (2010). Technological evolution of concrete: From ancient times to ultra high-performance concrete. *Structures and Architecture - Proceedings of the 1st International Conference on Structures and Architecture, ICSA 2010*, 1617–1624.
- Cheyrezy, M., Maret, V., & Frouin, L. (1995). Microstructural analysis of RPC (Reactive Powder Concrete). *Cement and Concrete Research*, 25(7), 1491–1500. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00143-Z](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00143-Z)
- CIMPOR. (2022). *FICHA TÉCNICA CIMENTO PORTLAND: CEM I 52,5R*.
- Corinaldesi, V., & Moriconi, G. (2012). Mechanical and thermal evaluation of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes for engineering applications. *Construction and Building Materials*, 26(1), 289–294. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.023>
- Costa, A., & Appleton, J. (2002). *Estruturas de betão I: Parte II - Materiais*.
- Coutinho, J. S. (2006). *Materiais de Construção 2 - 1ª Parte - Ligantes e Caldas*. 1–152.
- Coutinho, J. S. (2010). Betões eco-eficientes com resíduos. *1 Jornadas de Materiais Na Construção*, 171–214.
- Dahish, H. A., Alfawzan, M. S., Tayeh, B. A., Abusogi, M. A., & Bakri, M. (2023). Effect of inclusion of natural pozzolan and silica fume in cement - based mortars on the compressive strength utilizing artificial neural networks and support vector machine. *Case Studies in Construction Materials*, 18(May), 17. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02153>
- De Figueiredo, A. D., & Ceccato, M. R. (2015). Workability analysis of steel fiber reinforced concrete using slump and ve-be test. *Materials Research*, 18(6), 1284–1290. <https://doi.org/10.1590/1516-1439.022915>
- de Larrard, F., & Sedran, T. (1994). Optimization of Ultra-High-Performance Concrete by the use of a Packing Model. *Cement and Concrete Research*, 24(6), 997–1009.
- De Weerd, K., Haha, M. Ben, Le Saout, G., Kjellsen, K. O., Justnes, H., & Lothenbach, B. (2011). Hydration mechanisms of ternary Portland cements containing limestone powder and fly ash. *Cement and Concrete Research*, 41(3), 279–291. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.11.014>

- Deboucha, W., Leklou, N., Khelidj, A., & Oudjit, M. N. (2017). Natural pozzolana addition effect on compressive strength and capillary water absorption of Mortar. *Energy Procedia*, 139, 689–695. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.11.273>
- Doherty, P., Ali, F., Nadjai, A., & Choi, S. (2012). Explosive spalling of concrete columns with steel and polypropylene fibres subjected to severe fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, 3(1), 95–104. <https://doi.org/10.1260/2040-2317.3.1.95>
- Eide, M. B., & Hisdal, J.-M. (2012). *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) - State of the art*. www.coinweb.no
- EN 14651. (2005). Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). *EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: CEN*, 1–17.
- Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T., & Susanne, F. (2014). *Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples*.
- Felekoğlu, B., Türkel, S., & Altuntaş, Y. (2007). Effects of steel fiber reinforcement on surface wear resistance of self-compacting repair mortars. *Cement and Concrete Composites*, 29(5), 391–396. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.12.010>
- Fernandes, D. A. F. (2011). *A aplicação estrutural de betões de elevado desempenho (HPC e UHPC) - [Dissertação de Mestrado]*. FCT/UNL.
- Flatt, R., & Schober, I. (2012). Superplasticizers and the rheology of concrete. In *Understanding the Rheology of Concrete*. Woodhead Publishing Limited. <https://doi.org/10.1533/9780857095282.2.144>
- Ghafari, E., Costa, H., Júlio, E., Portugal, A., & Durães, L. (2014). The effect of nanosilica addition on flowability, strength and transport properties of ultra high performance concrete. *Materials and Design*, 59(January), 1–9. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.02.051>
- Gjorv, O. E. (2008). High-strength concrete. In *Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete* (pp. 153–170). Woodhead Publishing Series. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102616-8.00007-1>
- Gomes, A., Pinto, A. P. F., & Pinto, J. B. (2013). *Cimento Portland e Adições*. 52.
- Gomes, A. R. L. (2018). *Ativação de escória metalúrgica pela adição de fontes secundárias de alumina* [Universidade de Aveiro]. <https://ria.ua.pt/handle/10773/24606>
- Gowda, T. S., Hiremath, S., M. K., A., & Ranganath, R. V. (n.d.). *Microstructure and Flexural behaviour assessment of Early strength Ultra High Performance Concrete proportioned by sustainable methodology [Manuscript Draft]*.
- Guo, Y. C., Zhang, J. H., Chen, G. M., & Xie, Z. H. (2014). Compressive behaviour

- of concrete structures incorporating recycled concrete aggregates, rubber crumb and reinforced with steel fibre, subjected to elevated temperatures. *Journal of Cleaner Production*, 72, 193–203. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.02.036>
- Gupta, S. (2014). Development Of Ultra High Performance Concrete Incorporating Blend Of Slag And Silica Fume As Cement Replacement. *International Journal of Civil and Structural Engineering Research*, 2(1), 35–51. www.researchpublish.com
- Gutierrez, P. A., & Cánovas, M. F. (1996). High-performance concrete: requirements for constituent materials and mix proportioning. *Materials Journals*, 233–241.
- Hamada, H. M., Abed, F., Binti Katman, H. Y., Humada, A. M., Al Jawahery, M. S., Majdi, A., Yousif, S. T., & Thomas, B. S. (2023). Effect of silica fume on the properties of sustainable cement concrete. *Journal of Materials Research and Technology*, 24, 8887–8908. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2023.05.147>
- Harris, D. K. (2004). Characterization of Punching Shear Capacity of Thin UhpC Plates. *Virginia Polytechnic Institute and State University*, December, 727–734.
- Hasan, T. M., Allena, S., Sharma, Y., & Yeluri, M. (2022). Effect of Fine Aggregate Particle Size on Physical, Mechanical, and Durability Properties of Ultra-High Performance Concrete. *Transportation Research Record*, 2676(5), 820–830. <https://doi.org/10.1177/03611981211072854>
- Hewlett, P. C. (2003). Lea's Chemistry of Cement and Concrete. In *Jurnal Penelitian Pendidikan Guru Sekolah Dasar* (Vol. 6).
- Hou, X., Abid, M., Zheng, W., & Waqar, G. Q. (2017). Evaluation of residual mechanical properties of steel fiber-reinforced reactive powder concrete after exposure to high temperature using nondestructive testing. *Procedia Engineering*, 210, 588–596. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.118>
- Hu, C., & Li, Z. (2015). Property investigation of individual phases in cementitious composites containing silica fume and fly ash. *Cement and Concrete Composites*, 57, 17–26. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.11.011>
- Huang, Y., Grünewald, S., Schlangen, E., & Luković, M. (2022). Strengthening of concrete structures with ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): A critical review. *Construction and Building Materials*, 336(September 2021). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127398>
- IEA (International Energy Agency) statistics. (2019). *CO2 emissions from fuel combustion highlights*. www.iea.org/co2highlights
- Inácio, M. M. G. (2014). *Betão de Elevada Resistência*. https://sites.fct.unl.pt/hicon/files/hicon_betao_de_elevada_resistencia.pdf
- Islam, G. M. S., Rahman, M. H., & Kazi, N. (2017). Waste glass powder as partial replacement of cement for sustainable concrete practice. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 6(1), 37–44.

<https://doi.org/10.1016/j.ijlsbe.2016.10.005>

- Joshi, R. C., & Lohtia, R. P. (1997). *Fly ash in concrete: production, properties and uses*.
- Kadri, E. H., Aggoun, S., Kenai, S., & Kaci, A. (2012). The compressive strength of high-performance concrete and ultrahigh-performance. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2012. <https://doi.org/10.1155/2012/361857>
- Kakali, G., Tsivilis, S., Aggeli, E., & Bati, M. (2000). Hydration products of C3A, C3S and Portland cement in the presence of CaCO₃. *Cement and Concrete Research*, 30(7), 1073–1077. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00292-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00292-1)
- Kalifa, P., Chéné, G., & Gallé, C. (2001). High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres From spalling to microstructure. *Cement and Concrete Research*, 31(10), 1487–1499. [https://doi.org/10.1016/s0008-8846\(01\)00596-8](https://doi.org/10.1016/s0008-8846(01)00596-8)
- Keshavarz, Z., & Mostofinejad, D. (2020). Effects of high-temperature exposure on concrete containing waste porcelain coarse aggregates and steel chips. *Journal of Building Engineering*, 29(January), 101211. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101211>
- Kodur, V. (2014). Properties of concrete at elevated temperatures. *ISRN Civil Engineering*, 2014. <https://doi.org/10.1155/2014/468510>
- Kusumawardaningsih, Y., Fehling, E., Ismail, M., & Aboubakr, A. A. M. (2015). Tensile strength behavior of UHPC and UHPFRC. *Procedia Engineering*, 125, 1081–1086. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.166>
- Lee, J., Choi, J., Yuan, T., Yoon, Y., & Mitchell, D. (2019). Comparing Properties of Concrete Containing Electric Arc Furnace Slag and Granulated Blast Furnace Slag. *Materials*, 12(9), 1–11. <https://doi.org/doi:10.3390/ma12091371>
- Lee, J. H., Sohn, Y. S., & Lee, S. H. (2012). Fire resistance of hybrid fibre-reinforced, ultra-high-strength concrete columns with compressive strength from 120 to 200MPa. *Magazine of Concrete Research*, 64(6), 539–550. <https://doi.org/10.1680/mac.11.00034>
- Lee, Y. J., Kim, H. G., Kim, M. J., Kim, D. H., Kim, D. S., & Kim, K. H. (2020). Bond performance of reinforced concrete beams with electric arc furnace slag aggregates. *Construction and Building Materials*, 244. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118366>
- Lei, L., Hirata, T., & Plank, J. (2022). 40 years of PCE superplasticizers - History, current state-of-the-art and an outlook. *Cement and Concrete Research*, 157(September 2021), 106826. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106826>
- Li, C., Gong, X., Cui, S., Wang, Z., Zheng, Y., & Chi, B. (2011). CO₂ emissions due to cement manufacture. *Materials Science Forum*, 685, 181–187. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.685.181>
- Li, J., Wu, Z., Shi, C., Yuan, Q., & Zhang, Z. (2020). Durability of ultra-high

- performance concrete – A review. *Construction and Building Materials*, 255, 119296. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119296>
- Li, M., Qian, C. X., & Sun, W. (2004). Mechanical properties of high-strength concrete after fire. *Cement and Concrete Research*, 34(6), 1001–1005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.11.007>
- Li, X., Bao, Y., Wu, L., Yan, Q., Ma, H., Chen, G., & Zhang, H. (2017). Thermal and mechanical properties of high-performance fiber-reinforced cementitious composites after exposure to high temperatures. *Construction and Building Materials*, 157, 829–838. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.125>
- Liang, X., Wu, C., Su, Y., Chen, Z., & Li, Z. (2018). Development of ultra-high performance concrete with high fire resistance. *Construction and Building Materials*, 179, 400–412. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.241>
- Liu, Z., El-Tawil, S., Hansen, W., & Wang, F. (2018). Effect of slag cement on the properties of ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 190, 830–837. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.173>
- LNEC E378-1996. (1996). *Betões - Guia para a utilização de Ligantes Hidráulicos*.
- LNEC E397. (1993). *Betões - Determinação do módulo de elasticidade em compressão*. 6–7.
- Lopes, D. F. (2011). *Créditos de Carbono na Indústria do Cimento*. 34. <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/36902>
- Ma, Q., Guo, R., Zhao, Z., Lin, Z., & He, K. (2015). Mechanical properties of concrete at high temperature-A review. *Construction and Building Materials*, 93, 371–383. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>
- Malhotra, V. M., & Ramezaniapour, A. A. (1994). *Fly ash in concrete* (2nd editio). CANMET - Canada Centre for Mineral and Energy Techonology. c
- Matos, A. M. (2010). Estudo de argamassas com substituição parcial de cimento por resíduos de vidro moídos. *Faculdade de Engenharia, Universidade de Porto*, 157.
- Matschei, T., Lothenbach, B., & Glasser, F. P. (2007). The role of calcium carbonate in cement hydration. *Cement and Concrete Research*, 37(4), 551–558. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.10.013>
- Mazzacane, P., Ricciotti, R., Teply, F., Tollini, E., & Corvez, D. (2013). *MUCEM: The Builder's Perspective*. October, 3–16.
- Menéndez, G., Bonavetti, V., & Irassar, E. F. (2003). Strength development of ternary blended cement with limestone filler and blast-furnace slag. *Cement and Concrete Composites*, 25(1), 61–67. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00056-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00056-7)
- Meng, W., & Khayat, K. H. (2018). Effect of Hybrid Fibers on Fresh Properties, Mechanical Properties, and Autogenous Shrinkage of Cost-Effective UHPC. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(4), 1–8.

[https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0002212](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0002212)

- Micelli, F., Renni, A., Kandalaft, A. G., & Moro, S. (2020). Fiber-reinforced concrete and ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete materials. In *New Materials in Civil Engineering*. INC. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-818961-0.00007-7>
- Mishra, O., & Singh, S. P. (2019). An overview of microstructural and material properties of ultra-high-performance concrete. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*, 8(2), 97–143. <https://doi.org/10.1080/21650373.2018.1564398>
- Mizukamii, J., & Matsunagaii, Y. (2015). Construction of D-runway at Tokyo international airport. *15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability, 2010*(August), 122–134. <https://doi.org/10.3208/jgssp.ESD-KL-4>
- Montemor, M. da F. G. da C., Gonçalves, M. C. H. B., Margarido, F. M. R. da C., & Colaço, R. A. C. (2005). Materiais de Construção: Guia de Utilização. *Arquitectura e Vida. Engenharia e Vida*, 8–19.
- Muhmood, L., Vitta, S., & Venkateswaran, D. (2009). Cementitious and pozzolanic behavior of electric arc furnace steel slags. *Cement and Concrete Research*, 39(2), 102–109. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.002>
- Muttoni, A., Lurati, F., & Fernández Ruiz, M. (2013). Concrete shells - Towards efficient structures: Construction of an ellipsoidal concrete shell in Switzerland. *Structural Concrete*, 14(1), 43–50. <https://doi.org/10.1002/suco.201200058>
- Nawy, E. G. (2002). *Fundamentals of High-Performance Concrete* (2nd ed.).
- Nematollahi, B., M.R. Saifulnaz, R., & Voo, Y. L. (2011). Ultra High Performance Concrete (UHPC) Technology from Material to Structure: A review. In *International Building & Infrastructure Technology Conference* (pp. 359–366).
- Nguyen, D. L., Ryu, G. S., Koh, K. T., & Kim, D. J. (2013). Size and geometry dependent tensile behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Composites Part B: Engineering*, 58, 279–292. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.10.072>
- NP EN 12390-5. (2009). Ensaio Betão Endurecido - Parte 5: Resistência à flexão de provetes. *IPQ*.
- NP EN 12390-6. (2003). Ensaio Betão Endurecido - Parte 6: Resistência à flexão de provetes. *IPQ*.
- NP EN 13263-1:2005+1. (2009). Sílica de fumo para betão Parte 1: Definições, requisitos e critérios de conformidade. *IPQ, Parte 1*, 26.
- NP EN 15167-1. (2008). Escória granulada de alto-forno moída para betão, argamassa e caldas de injeção - Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade. *IPQ*, 1–6.

- NP EN 196-1. (1996). Método de ensaios de cimentos - Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. *IPQ*.
- NP EN 197-1. (2001). Cimento Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes,. *IPQ*, 1–19.
- NP EN 206:2013+A2:2021. (2021). Betão - Especificação, desempenho, produção e conformidade. *IPQ*, 112.
- NP EN 450-1:2005+A1. (2008). *Cinzas volantes para betão Parte 1: Definição, especificações e critérios de conformidade*.
- NP EN 933-1. (2014). Ensaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 1: Análise granulométrica; Métodos da peneiração. *IPQ*.
- Park, S., Wu, S., Liu, Z., & Pyo, S. (2021). The role of supplementary cementitious materials (SCMs) in ultra high performance concrete (UHPC): A review. *Materials*, 14(6), 1–24. <https://doi.org/10.3390/ma14061472>
- Peng, G. F., Kang, Y. R., Huang, Y. Z., Liu, X. P., & Chen, Q. (2012). Experimental research on fire resistance of reactive powder concrete. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2012. <https://doi.org/10.1155/2012/860303>
- Peng, G. F., Yang, W. W., Zhao, J., Liu, Y. F., Bian, S. H., & Zhao, L. H. (2006). Explosive spalling and residual mechanical properties of fiber-toughened high-performance concrete subjected to high temperatures. *Cement and Concrete Research*, 36(4), 723–727. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.12.014>
- Perry, V. H. (2018). What really was ultra-high performance concrete - Towards a global definition. *2nd International Conference on UHPC Materials and Structures, April*, 89–105.
- Piérard, J., Dooms, B., & Cauberg, N. (2013). Durability evaluation of different types of UHPC. *RILEM-Fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2013* —, 1, 275–284. <http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/f44eafb7c62b85f77bb95f4880434a80.pdf>
- Plank, J., Schroeﬂ, C., Gruber, M., Lesti, M., & Sieber, R. (2009). Effectiveness of polycarboxylate superplasticizers in ultra-high strength concrete: The importance of PCE compatibility with silica fume. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 7(1), 5–12. <https://doi.org/10.3151/jact.7.5>
- Powers, T. C. (1968). *The Properties of Fresh Concrete* (W. & Sons (ed.)).
- Prazeres, X. E. G. (2011). *Betão de Elevada Resistência Para Elementos Muito Esbeltos*. Universidade de Évora.
- Raggiotti, B. B., Positieri, M. J., & Oshiro, Á. (2018). Natural zeolite, a pozzolan for structural concrete. *Procedia Structural Integrity*, 11, 36–43. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2018.11.006>

- Randl, N., Steiner, T., Ofner, S., Baumgartner, E., & Mészöly, T. (2014). Development of UHPC mixtures from an ecological point of view. *Construction and Building Materials*, 67(PART C), 373–378. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.102>
- Reda, M. M., Shrive, N. G., & Gillott, J. E. (1999). Microstructural investigation of innovative UHPC. *Cement and Concrete Research*, 29(3), 323–329. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00225-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00225-7)
- Resplendino, J., & Toutlemonde, F. (2014). The UHPFRC revolution in structural design and construction. *Indian Concrete Journal*, 88(4), 72–83.
- Ribeiro, F. J. T. (2012). *Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras*.
- Richard, P., & Cheyrezy, M. (1995). Composition of reactive powder concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(7), 1501–1511. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00144-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00144-2)
- RILEM CPC7. (1975). CPC 7 Direct tension of concrete specimens, 1975. In RILEM (Ed.), *RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials* (pp. 23–24). E & FN SPON. <https://doi.org/10.1617/2351580117.011>
- RILEM TC50-FMC. (1985). Determination of the fracture energy of mortar and concrete.pdf. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, 18(106), 245–309.
- Robalo, K. S. G. (2022). *Contributo para a Sustentabilidade das Estruturas de Betão. Desenvolvimento de Elementos Estruturais em Betão Ecoeficiente com Recobrimento em Betão de Ultraelevada Durabilidade*. Instituto Superior Técnico.
- Rocha, V. de A. M. da. (2014). *Caraterização de betão de elevado desempenho reforçado com fibras incorporando pó de vidro*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Roy, D. M., Gouda, G. R., & Bobrowsky, A. (1972). Very high strength cement pastes prepared by hot pressing and other high pressure techniques. *Cement and Concrete Research*, 2(3), 349–366. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(72\)90075-0](https://doi.org/10.1016/0008-8846(72)90075-0)
- Ryu, G. S., Kang, S. T., Park, J. J., Koh, K. T., & Kim, S. W. (2011). Mechanical behavior of UHPC (Ultra High Performance Concrete) according to hybrid use of steel fibers. *Advanced Materials Research*, 287–290, 453–457. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.287-290.453>
- Sampaio, J. C. (1995). *Lições proferidas no curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade do Minho*.
- Sato, T. (2006). *Applications of nanotechnology for the sustainable development of cement-based materials* [University of Ottawa]. <http://hdl.handle.net/10393/29422>
- Serrano, R., Cobo, A., Prieto, M. I., & González, M. de las N. (2016). Analysis of fire resistance of concrete with polypropylene or steel fibers. *Construction and Building Materials*, 122, 302–309.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.055>

- Shah, S. P., & Ahmad, S. H. (1985). Structural Properties of High Strength Concrete and Its Implications for Precast Prestressed Concrete. *Journal - Prestressed Concrete Institute*, 30(6), 92–119. <https://doi.org/10.15554/pcij.11011985.92.119>
- Shayan, A., & Xu, A. (2004). Value-added utilisation of waste glass in concrete. *Cement and Concrete Research*, 34(1), 81–89. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00251-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00251-5)
- Shihada, S., & Arafa, M. (2010). Effects of Silica Fume, Ultrafine and Mixing Sequences on Properties of Ultra High Performance Concrete. In *Asian Journal of Materials Science* (Vol. 2, Issue 3, pp. 137–146). <https://doi.org/10.3923/ajmskr.2010.137.146>
- Short, N. R., Purkiss, J. A., & Guise, S. E. (2001). Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. *Construction and Building Materials*, 15(1), 9–15. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00065-9](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00065-9)
- Siddique, R., & Bennacer, R. (2012). Use of iron and steel industry by-product (GGBS) in cement paste and mortar. *Resources, Conservation and Recycling*, 69, 29–34. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2012.09.002>
- Sidiq, A. (2020). *Healing efficiency of cementitious materials for durable and intelligent transport infrastructures* (Issue December). RMIT University, Australia.
- Simon, A., Hajar, Z., & Thibaux, T. (2004). *An Ultra-High-performance Fibre-reinforced Concrete (UHPFRC) Thin-Shell Structure over the Millau Viaduct Toll Gates*.
- Smarzewski, P. (2019). Influence of silica fume on mechanical and fracture properties of high performance concrete. *Procedia Structural Integrity*, 17, 5–12. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2019.08.002>
- Sohail, M. G., Kahraman, R., Al Nuaimi, N., Gencturk, B., & Alnahhal, W. (2020). Durability characteristics of high and ultra-high performance concretes. *Journal of Building Engineering*, 33(2021). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101669>
- Soliman, N. A., & Tagnit-Hamou, A. (2016). Development of ultra-high-performance concrete using glass powder – Towards ecofriendly concrete. *Construction and Building Materials*, 125, 600–612. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.073>
- Soliman, N. A., & Tagnit-Hamou, A. (2017). Using particle packing and statistical approach to optimize eco-efficient ultra-high-performance concrete. *ACI Materials Journal*, 114(6), 847–858. <https://doi.org/10.14359/51701001>
- Sousa, P. L. A. S. de. (2014). *Caracterização Da Distribuição E Orientação Das Fibras Em Betões De Elevado Desempenho Reforçados Com Fibras*. 1–81.
- Sousa, S. P. B. de. (2005). *Betão eco-eficiente com cinza de casca de arroz*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Spasojevic, A. (2008). *Structural implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design*, PhD thesis, Lausanne, Switzerland. École Polytechnique Fédérale De Lausanne.
- Stanley, C. C. (1982). *Highlights in the History of Concrete*. Cement & Concrete Association.
- Su, Y., Li, J., Wu, C., Wu, P., & Li, Z. X. (2016). Effects of steel fibres on dynamic strength of UHPC. *Construction and Building Materials*, 114, 708–718. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.007>
- Sumer, M. (2012). Compressive strength and sulfate resistance properties of concretes containing Class F and Class C fly ashes. *Construction and Building Materials*, 34, 531–536. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.023>
- Tahwia, A. M., Elgendy, G. M., & Amin, M. (2022). Mechanical properties of affordable and sustainable ultra-high-performance concrete. *Case Studies in Construction Materials*, 16(February), e01069. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01069>
- Tai, Y. S., Pan, H. H., & Kung, Y. N. (2011). Mechanical properties of steel fiber reinforced reactive powder concrete following exposure to high temperature reaching 800 °c. *Nuclear Engineering and Design*, 241(7), 2416–2424. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2011.04.008>
- Tanaka, Y., Maekawa, K., Kameyama, Y., Ohtake, A., Musha, H., & Watanabe, N. (2013). The Innovation and Application of UHPFRC Bridges in Japan. *Designing and Building with UHPFRC*, October, 149–188. <https://doi.org/10.1002/9781118557839.ch12>
- Tayeh, B. A., Abu Bakar, B. H., Megat Johari, M. A., & Voo, Y. L. (2013). Utilization of ultra-high performance fibre concrete (UHPFC) for rehabilitation a review. *Procedia Engineering*, 54, 525–538. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.03.048>
- Tayeh, B. A., Askar, L. k., Askar, M. k., & Bakar, B. H. A. (2023). Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) - Applications Worldwide: A State-of-the-Art Review. *Journal of Engineering Research and Technology*, 10(1). <https://doi.org/10.33976/jert.10.1/2023/2>
- Tjaronge, M. W., Djamaluddin, A. R., Lemba, N. R., & Kalesaran, I. (2003). Influence of Water To Cement Ratio (W/C) on Slump Flow and Compressive Strength of Self Compacting Concrete (SCC) Containing Portland Pozzolan Cement. *Media Komunikasi Teknik Sipil*, 14(1), 106–111.
- Turner, L. K., & Collins, F. G. (2013). Carbon dioxide equivalent (CO₂-e) emissions: A comparison between geopolymer and OPC cement concrete. *Construction and Building Materials*, 43, 125–130. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.023>
- Voort, T. V., Suleiman, M., & Sritharan, S. (2008). Design and Performance

- Verification of Ultra-High Performance Concrete Piles for Deep Foundations. In *Center for Transportation Research and Education, Iowa State University*.
- Wang, C., Yang, C., Liu, F., Wan, C., & Pu, X. (2012). Preparation of Ultra-High Performance Concrete with common technology and materials. *Cement and Concrete Composites*, 34(4), 538–544. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.005>
- Wang, X., Wu, D., Geng, Q., Hou, D., Wang, M., Li, L., Wang, P., Chen, D., & Sun, Z. (2021). Characterization of sustainable ultra-high performance concrete (UHPC) including expanded perlite. *Construction and Building Materials*, 303(July). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124245>
- Wetzel, A., & Middendorf, B. (2019). Influence of silica fume on properties of fresh and hardened ultra-high performance concrete based on alkali-activated slag. *Cement and Concrete Composites*, 100(September 2018), 53–59. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.03.023>
- Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2011). *Reinforced Concrete Mechanics & Design* (Vol. 6).
- Wille, K., & Boisvert-Cotulio, C. (2015). Material efficiency in the design of ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 86, 33–43. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.087>
- Wille, K., Naaman, A. E., El-Tawil, S., & Parra-Montesinos, G. J. (2011). Ultra-high performance concrete and fiber reinforced concrete: Achieving strength and ductility without heat curing. *Materials and Structures*, 45(3), 309–324. <https://doi.org/10.1617/s11527-011-9767-0>
- Worrell, E., Price, L., Martin, N., Hendriks, C., & Meida, L. O. (2001). Carbon dioxide emissions from the global cement industry. *Annual Review of Energy and the Environment*, 26(November 2001), 303–329. <https://doi.org/10.1146/annurev.energy.26.1.303>
- Wu, Z., Khayat, K. H., & Shi, C. (2019). Changes in rheology and mechanical properties of ultra-high performance concrete with silica fume content. *Cement and Concrete Research*, 123(April). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105786>
- Wu, Z., Shi, C., He, W., & Wu, L. (2016). Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 103, 8–14. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028>
- Yalçinkaya, Ç., & Çopuroğlu, O. (2020). Hydration heat, strength and microstructure characteristics of UHPC containing blast furnace slag. *Journal of Building Engineering*, 34. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101915>
- Yildirim, H., Sümer, M., Akyüncü, V., & Gürbüz, E. (2011). Comparison on efficiency factors of F and C types of fly ashes. *Construction and Building Materials*,

- 25(6), 2939–2947. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.12.009>
- Yoo, D. Y., & Banthia, N. (2016). Mechanical properties of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete: A review. *Cement and Concrete Composites*, 73, 267–280. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.08.001>
- Yu, R., Spiesz, P., & Brouwers, H. J. H. (2014). Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). *Cement and Concrete Research*, 56, 29–39. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.11.002>
- Zhang, J., & Zhao, Y. (2017). Development of sustainable ultra-high performance concrete. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 61(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/61/1/012076>
- Zhou, M., Wu, Z., Ouyang, X., Hu, X., & Shi, C. (2021). Mixture design methods for ultra-high-performance concrete - a review. *Cement and Concrete Composites*, 124(August), 104242. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104242>
- Zidol, A., Tognonvi, M. T., & Tagnit-Hamou, A. (2017). Effect of Glass Powder on Concrete Sustainability. *New Journal of Glass and Ceramics*, 07(02), 34–47. <https://doi.org/10.4236/njgc.2017.72004>
- Zilveti, A., Sooi, T. K., Klingner, R. E., Carrasquillo, R. L., & Jirsa, J. O. (1985). *Effect of Superplasticizers on the Bond Behavior of Reinforcing Steel in Concrete Members*. 120.