

BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS

FILIPPE JORGE TEIXEIRA RIBEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientadora: Professora Sandra da Conceição Barbosa Nunes

JUNHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A Ana

Aos meus Pais e Irmã

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu profundo agradecimento à Professora Sandra Nunes, minha orientadora, por todos os ensinamentos transmitidos, pela disponibilidade constante ao longo de todos os ensaios experimentais e pelo apoio e empenho, sempre muito evidentes, em todas as fases deste trabalho.

Por toda ajuda a laboratorial, um grande obrigado à Técnica de Laboratório Paula Silva e ao Cláudio.

Agradeço ao meu grande e antigo amigo, Engenheiro Mecânico José Alberto Costa, a enorme disponibilidade e todo o trabalho de dimensionamento dos componentes mecânicos que compõem o “*Wedge Splitting Test*”, sem ele não teria sido possível resolver o problema de forma tão rápida e rigorosa.

Gostaria de agradecer a todos os Professores com que tive o prazer de cruzar, que acompanharam o meu percurso e que contribuíram para a minha formação durante a minha permanência na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e, mais recentemente, na Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Em particular ao Professor Benjamin Ernani Diaz, à Professora Michèle Pfeil, ao Professor José Luiz Couto Souza.

E, aproveitando este período único de conclusão de curso, não posso deixar de agradecer aos meus colegas o companheirismo e a ajuda dispensada ao longo do curso. Em especial ao João Almeida e ao Jorge Silva, agradeço todos os muitos e bons momentos de grande aprendizagem e profunda amizade que passei na sua companhia nestes últimos cinco anos.

Agradeço à Ana por ser uma constante na minha vida, por ser a minha inspiração, por todo o apoio, por toda a amizade e compreensão, por sempre viver comigo tanto as alegrias como as tristezas, por muito contribuir na construção dos meus valores e do meu caráter.

Finalmente, aos meus Pais e Irmã porque sempre me apoiaram nas minhas decisões e porque nunca deixaram de acreditar em mim.

RESUMO

A ambição do ser humano é um valor que lhe está inerente, assim como sua necessidade constante de evoluir e superar desafios. Respiram-se tempos de investigação e descoberta em todos os domínios, sendo que a Engenharia Civil não é exceção.

Os engenheiros civis projetistas muitas vezes vêm a sua atividade confinada pelos próprios limites impostos pelos materiais que utilizam. No caso particular do betão são conhecidas características que limitam a sua aplicabilidade, tais como: a baixa resistência à tração e diminuta ductilidade; o elevado peso próprio apresentado nos elementos estruturais, significativamente superior ao das estruturas de aço com a mesma capacidade de carga; a sua vulnerabilidade à penetração de substâncias nocivas, que aceleram o processo de corrosão das armaduras.

O Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras exhibe, neste contexto, potencialidades que o tornam uma alternativa capaz de resolver os problemas anteriormente expostos. Este material é conhecido pela sua enorme resistência mecânica, o seu comportamento dúctil devido à inclusão de fibras, baixa relação água/cimento, grande compacidade, notória resistência à penetração de substâncias nocivas e grande durabilidade.

Ao longo desta dissertação tentou-se compreender melhor o comportamento mecânico do Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras, em particular de duas composições que combinam os efeitos benéficos das propriedades de 3 materiais conhecidos: Betão de Elevado Desempenho, Fibras e Betão Auto-Compactável. Essas misturas foram preparadas com CEMI 42.5R, filler calcário, sílica de fumo, areia natural ($d_{max}=1\text{mm}$), superplastificante, fibras e água.

O objetivo deste trabalho passou pela investigação experimental e a caracterização da resistência à tração do BEDRF através de dois métodos de avaliação indireta: ensaio de flexão sob 4 pontos de placas finas e “*Wedge Splitting Test*”. Os resultados aqui alcançados foram comparados com outros anteriormente obtidos através de ensaios em provetes prismáticos ($4\times4\times16\text{cm}^3$) e ensaios de compressão diametral.

Os trabalhos desenvolvidos permitiram discutir a influência das fibras no comportamento do material (nos estados fresco e endurecido), as vantagens da combinação de diferentes tipos de fibras e a adequabilidade dos ensaios utilizados para a caracterização do comportamento à tração deste tipo de material. Concluiu-se que o comprimento das fibras tem uma influência muito significativa no comportamento do material. Fibras de maior comprimento provocaram uma perda de trabalhabilidade e uma melhoria das propriedades mecânicas, em particular, da resistência à tração. Os resultados indicam que a utilização de uma combinação de fibras de diferentes tamanhos, numa mesma mistura, pode melhorar o comportamento global da mistura. Por outro lado, constatou-se que a resistência à tração varia muito com método de ensaio e o provete selecionado.

PALAVRAS-CHAVE: Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras, Betão de Elevado Desempenho, Betão Auto-Compactável, Ensaio de Flexão de Placas Finas, *Wedge Splitting Test*.

ABSTRACT

The ambition of the human being is a value that is inherent, as well as its constant need to develop and overcome challenges. We live in a time of research and discovery in all areas, and the Civil Engineering is no exception.

Civil engineers have often seen their activity limited by the constraints imposed by the materials they use. In the specific case of the concrete, the characteristics that limit their applicability are well known, such as low tensile strength and diminished ductility; the high self-weight of concrete structures is significantly higher than steel structures with the same load capacity; its vulnerability to the penetration harmful substances that accelerate the corrosion process of reinforcement.

The Ultra-High Performance Fibre Concrete displays, in this context, a potential that makes it an alternative capable of solving the problems indicated above. This material is known for its high mechanical resistance, its ductile behavior due to the inclusion of fibers, low water/cement ratio, large compacity, notorious resistance to the penetration harmful substances and its durability.

Throughout this dissertation it was tried to understand the mechanical behavior of Ultra-High Performance Fibre Concrete, in particular of two compositions which combine the beneficial effects of three known material properties: High Performance Concrete, Fiber and Self-Compacting Concrete. These mixtures were prepared with CEMI 42.5R, limestone, silica fume, natural sand ($d_{max} = 1 \text{ mm}$), superplasticiser, fiber and water.

This work went through experimental investigation and characterization of the tensile strength of Ultra-High Performance Fibre Concrete through two indirect methods of assessment: 4-point bending tests on thin slabs and Wedge Splitting Test. The results obtained were compared with those previously obtained from tests on prisms ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$) and diametral compression test.

The works developed allowed to discuss the fibers influence on the material behavior, the advantages of combining different types of fibers and the suitability of the tests used to characterize the tensile behavior of this material.

It was concluded that the length of the fibers has a significant influence on the behavior of the material. Fibres of greater length produced a loss of workability and an improvement of its mechanical properties, particularly in its tensile strength.

The results indicate that using a combination of different sizes fibers, in the same mixture, can enhance the overall mixture performance.

Moreover, it was found that tensile strength varies widely with the test method and the selected sample.

KEY WORDS: Ultra-High Performance Fibre Concrete, High Performance Concrete, Self-compacting concrete, 4-Point Bending Tests on Thin Slabs, Wedge Splitting Test.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO E OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.2. PLANO DE TRABALHOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3

2. BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. COMPORTAMENTO À TRAÇÃO	11
2.2.1. MICROFISSURAÇÃO	11
2.2.2. MACROFISSURAÇÃO	13
2.2.3. DIFERENTES COMPORTAMENTOS	13
2.3. COMPOSIÇÃO	14
2.3.1. BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO	14
2.3.2. BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO COM FIBRAS	15
2.3.3. BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL	17
2.4. ENSAIOS NO ESTADO FRESCO	17
2.5. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO NO ESTADO ENDURECIDO	19
2.5.1. ENSAIOS UTILIZADOS PARA CARACTERIZAR BETÕES COM FIBRAS	19
2.5.2. ENSAIOS SUGERIDOS PELAS RECOMENDAÇÕES AFGC & SETRA	22
2.5.2.1. Ensaios em Placas Finas.....	23
2.5.2.2. Ensaios em Placas Espessas.....	23
2.5.2.3. Vigas.....	24
2.5.2.4. Lajes	24

3. O MATERIAL	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	25
3.2.1. COMPONENTES	25
3.2.1.1. NOTAS SOBRE OS MATERIAIS CONSTITUINTES	26
3.2.3. CARACTERÍSTICAS DOS COMPONENTES	28
3.3. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA E ENSAIOS REALIZADOS	33
3.3.1. AMASSADURA	33
3.3.2. ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO DO ESTADO ENDURECIDO	36
3.4. RESULTADOS OBTIDOS	38
3.4.1. COMPOSIÇÃO DE REFERÊNCIA (SEM FIBRAS)	38
3.4.2. COMPOSIÇÃO COM USO EXCLUSIVO DE UM TIPO DE FIBRAS	39
3.4.3. COMPOSIÇÕES COM COMBINAÇÕES DE FIBRAS	43
3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
 4. ENSAIOS DE FLEXÃO DE PLACAS FINAS	 49
4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO E TRATAMENTO DOS RESULTADOS	49
4.2.1. INFORMAÇÕES PRÉVIAS	49
4.2.2. DEFINIÇÃO DOS PROVETES	51
4.2.3. TRATAMENTO DOS RESULTADOS DO ENSAIO	53
4.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
4.3.1. PRIMEIRA BETONAGEM (COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9MM)	59
4.3.2. SEGUNDA BETONAGEM (COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9MM)	66
4.3.3. TERCEIRA BETONAGEM (COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9+12MM)	68
4.4. RESULTADOS OBTIDOS	70
4.4.1. COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9MM	70
4.4.2. COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9+12MM	79
4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	83
 5. “WEGDE SPLITTING TEST” (WST)	 85
5.1. INTRODUÇÃO	85

5.2. ENQUADRAMENTO	86
5.3. ANÁLISE INVERSA.....	92
5.4. PREPARAÇÃO DO ENSAIO	97
5.5. RESULTADOS OBTIDOS	105
5.5.1. ENSAIOS DE COMPOSIÇÕES COM FIBRAS DE 6MM	105
5.5.2. ENSAIOS DE COMPOSIÇÕES COM FIBRAS DE 9MM	108
5.5.3. ENSAIOS DE COMPOSIÇÕES COM FIBRAS DE 9+12MM.....	110
5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	115
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTURO	117
6.1. CONCLUSÕES	117
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Ponte pedonal em Sherbrooke, Canadá: (a) fotografia da construção; (b) Secção Transversal [16]; (c) Alçado.....	7
Fig.2.2 – Ponte rodoviária em Bourg-lès-Valence, França: (a) fotografia da construção; (b) Secção Transversal; (c) Alçado.	8
Fig.2.3 – Ponte pedonal Seonyu em Seoul, Coreia: (a) fotografia da construção; (b) Secção Transversal; (c) Alçado.	9
Fig.2.4 – LRT Station em Calgary, Canadá	10
Fig.2.5 – Ilustração de vários tipos de fibras e micro-fibras.	11
Fig.2.6 – Resistência à tração: (a) betão simples com grande quantidade de agregado; (b) betão simples sem contacto entre as partículas do agregado; (c) betão reforçado com fibras; (d) betão reforçado com microfibras.	12
Fig.2.7 – Comparação de diferentes respostas obtidas em ensaios de tração uniaxiais em distintos materiais.....	13
Fig.2.8 – Comportamento à flexão de betões da Ductal® com diferentes combinações de fibras.....	15
Fig.2.9 – Equipamentos de ensaio para os ensaios de espalhamento (à esq.) e de fluidez (à dir.), dimensões em milímetros.....	18
Fig.2.10 – (a) Efeito-Parede, (b) Provete sem entalhe, (c) Provete com entalhe.	19
Fig.2.11 – Ensaios de à tração uniaxiais (b, c, e, f) e ensaios de resistência à tração por flexão (a, d)20	
Fig.2.12 – Obtenção da Lei Constitutiva do Material Recorrendo à Análise Inversa	21
Fig.2.13 – Definição do Provete Ensaio para Placas Finas	23
Fig. 3.1 – Curva granulométrica do CEM I 42.5R: distribuição do volume de partículas em função do tamanho e distribuição do volume de partículas acumulado.	29
Fig. 3.2 – CEM I 42.5R observado num microscópio electrónico de varrimento com uma ampliação de 2000 x.....	29
Fig. 3.3 – Curva granulométrica do fíler calcário: distribuição do volume de partículas em função do tamanho e distribuição do volume de partículas acumulado.	30
Fig. 3.4 – Fíler calcário observado num microscópio electrónico de varrimento com uma ampliação de 2000 x.....	31
Fig. 3.5. – Sílica de fumo observada num microscópio electrónico de varrimento com uma ampliação de 50000 x.....	31
Fig. 3.6. – Curvas granulométricas das areias A e B.....	32
Fig.3.7 – Esquema Ilustrativo do Procedimento de Amassadura.....	33
Fig.3.8 – (a) Cimento (CEM I 42,5 R), (b) Fíler calcário (BETOCARB P1 – OU), (c) Areia, (d) Fibras de 9mm (KrampeHarex DM), (e) Sílica de fumo em suspensão (Centrilit Fume SX), (f) Superplastificante (Sika Viscocrete 20HE).	34
Fig.3.9 – Diferentes fases do processo de amassadura.....	35

Fig.3.10 – Molde para provetes 4 x 4 x 16 cm ³ .	36
Fig.3.11 – Esquema de ensaio.	37
Fig.3.12 – Exemplo de ensaio de Compressão no meio prisma.	37
Fig.3.13 – Ensaio de Compressão Diametral.	38
Fig.3.14 – Variação do diâmetro de espalhamento em função do fator de forma.	39
Fig.3.15 – Área de Espalhamento: (a) circular, trabalhabilidade adequada; (b) não circular, trabalhabilidade insuficiente.	40
Fig.3.16 – Resistência à tração por flexão obtida em prismas 4x4x16 cm e contribuição de cada tipo de fibras.	45
Fig.3.17 – Diferentes resistências à tração por flexão alcançadas nos prismas 4x4x16 cm ³ .	46
Fig.4.1. – Esquema do ensaio de flexão em placas finas.	50
Fig.4.2. – Dois métodos de betonagem: à esquerda com o molde em posição vertical e à direita com o molde em posição horizontal.	50
Fig.4.4. – Esquema de ensaio.	52
Fig.4.5. – Exemplo de um LVDT à esquerda e uma célula de carga, à direita.	53
Fig.4.6. – Curva Característica.	54
Fig.4.7. – Linearização do início do diagrama.	54
Fig.4.8. – Lei Constitutiva do BEDRF.	55
Fig.4.11. – Secção fendilhada de altura h.	57
Fig.4.12. – Placa com ajustes. Dimensões em cm.	60
Fig.4.13. – Cofragem utilizada.	60
Fig.4.14. – Esquema de ensaio com as respectivas dimensões para provetes com fibras de 9mm.	61
Fig.4.15. – Misturadora utilizada para efetuar as três amassaduras.	62
Fig.4.16. – Placa betonada e mesa de vibração utilizada.	63
Fig.4.17. – Placa desmolda com 1 dia de idade.	63
Fig.4.18. – Marcação das linhas de corte dos provetes.	64
Fig.4.19. – Seis Provetes serrados.	64
Fig.4.20. – Ensaio.	65
Fig.4.21. – Apoios retificados.	65
Fig.4.22. – Placa adaptada para o corte de dois provetes com fibras de 9mm.	66
Fig.4.23. – Molde utilizado para o fabrico 2 placas.	67
Fig.4.24. – Corte dos provetes.	67
Fig.4.25. – Placa adaptada para o corte de três provetes com fibras de 9+12mm.	68
Fig.4.26. – Esquema de Ensaio com as respectivas dimensões (cm) para provetes com fibras de 9+12mm.	69

Fig.4.27. – Misturadora utilizada no fabrico dos provetes com fibras de 9+12mm.	69
Fig.4.28. – Resultados dos ensaios com Fibras de 9mm (Areia A).....	70
Fig.4.29. – Resultados dos ensaios com Fibras de 9mm (Areia B).....	70
Fig.4.30. – Aspeto do diagrama de momentos.....	71
Fig.4.31. – Fendilhação entre os pontos de aplicação de carga.	71
Fig.4.32. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 1 (Areia A).....	72
Fig.4.33. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 2 (Areia A).....	73
Fig.4.34. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 3 (Areia A).....	73
Fig.4.35. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 4 (Areia A).....	73
Fig.4.36. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 1 (Areia B).....	74
Fig.4.37. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 2 (Areia B).....	74
Fig.4.38. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 3 (Areia B).....	74
Fig.4.39. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 4 (Areia B).....	75
Fig.4.40. – Diagrama de Momentos Real.....	77
Fig.4.41. – Diagrama de Momentos Virtual.....	77
Fig.4.42. – Resultados dos ensaios com Fibras de 9+12mm.	79
Fig.4.43. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9+12mm – Provede 1 (Areia B).....	80
Fig.4.44. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9+12mm – Provede 2 (Areia B).....	81
Fig.4.45. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9+12mm – Provede 3 (Areia B).....	81
Fig.5.1. – Diferentes formas de provede.	86
Fig.5.2. – Representação do Ensaio: (a) Provede de BEDRF, (b) Provede de BEDRF com 2 LVDTs, (c) Dispositivos de Metálicos com Rolamentos, (d) Esquema Completo com Cunhas de aplicação de Carga.....	87
Fig.5.3. – Esquema de Forças.	88
Fig.5.4. – Superfície de Fratura.	88
Fig.5.5. – Dimensões do Provede.	89
Fig.5.6. – Provedes fendilhados: (a) provede com uma única fenda vertical e (b) provede com fendilhação horizontal.	90
Fig.5.7. – Dimensões dos Provedes (em milímetros): (a) Provede Pequeno, (b) Provede Grande.	90
Fig.5.8. – WST visto como um ensaio de flexão sob 3 pontos compacto.	91
Fig.5.9. – Vista de cima do provede: (a) com guide notch, (b) sem guide notch.	91
Fig.5.10. – Princípio da Análise Inversa.	92
Fig.5.11. – Duas abordagens para a análise inversa.	93
Fig.5.12. – Hinge Model.	93

Fig.5.13. – Incorporação do Hinge Model no WST.	94
Fig.5.14. – Esforços que atuam sobre o elemento.	94
Fig.5.15. – “Hinge Element”.	95
Fig.5.16. – Comportamento elástico e fendilhado, assumindo uma relação bilinear.	96
Fig.5.17. – Resultados da análise inversa para diferentes provetes usando: aproximação bilinear a tracejado e aproximação polinear a traço contínuo.	96
Fig.5.18. – Dimensões dos Provetes, em milímetros.	97
Fig.5.19. – Modelo Final: (a) Perspetiva, (b) Vista de Frente.	98
Fig.5.20. – Corte e Dimensões do Rolamento.	98
Fig.5.21. – Fotografia do equipamento montado.....	99
Fig.5.22. – Molde utilizado para fabrico dos provetes.	99
Fig.5.23. – Padrão de Fissuração obtido: (a) vertical, (b) horizontal.....	100
Fig.5.24. – Espaço disponível para os LVDT's que se pretendeu suprimir.	101
Fig.5.25. – Proвете com “guide-notch” de 15mm de profundidade: (a) Perspetiva, (b) Vista de cima.	101
Fig.5.26. – Concretização do rasgo no provete WST.....	102
Fig.5.27. – Provetes preparados.	102
Fig.5.28. – Ensaio com LVDT's fixados nos veios dos rolamentos.....	103
Fig.5.29. – Proвете com espaço para fixação dos LVDT's.	103
Fig.5.30. – Provetes com espaço para fixação dos LVDT's.	104
Fig.5.31. – Ensaio das composições com fibras de 9+12mm.....	104
Fig.5.32. – Diagrama Fs-CMOD obtido no provete com fibras de 6mm.....	105
Fig.5.33. – Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo para provete com fibras de 6mm.	106
Fig.5.34. – Lei constitutiva obtida para o provete com fibras de 6mm.	107
Fig.5.35. – Diagramas Fs-CMOD obtido para a composição com fibras de 9mm.....	108
Fig.5.36. – Ilustração da distribuição das Fibras.	109
Fig.5.37. – Diagramas Fs-CMOD obtido para a composição com fibras de 9+12mm.	110
Fig.5.38. – Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo relativos ao Proвете 1 com fibras de 9+12mm.....	112
Fig.5.39. – Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo relativos ao Proвете 2 com fibras de 9+12mm.....	112
Fig.5.40. –Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo relativos ao Proвете 3 com fibras de 9+12mm.....	112
Fig.5.41. – Lei constitutiva obtida para o Proвете 1 com fibras de 9+12mm.	114
Fig.5.42. – Lei constitutiva obtida para o Proвете 2 com fibras de 9+12mm.	114
Fig.5.43. – Lei constitutiva obtida para o Proвете 3 com fibras de 9+12mm.	114

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Propriedades de Diferentes Betões de Elevado Desempenho.	16
Quadro 2.2 – Ensaio, propriedades e normas.....	17
Quadro 3.1 – Tipos de Fibras Utilizados.....	26
Quadro 3.2 – Valores Característicos.....	27
Quadro 3.3 – Caracterização do CEMI 42,5 R fornecido pela SECIL.....	28
Quadro 3.4 – Caracterização do Fíler Calcário fornecido pela Comital.	30
Quadro 3.5 – Propriedades do Superplastificante fornecidas pela Sika.	32
Quadro 3.6 – Composição de Referência sem Fibras.....	39
Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios para diferentes dosagens de fibras de 9mm.....	40
Quadro 3.8 – Resultados dos Ensaio de Caracterização para Composições com diferentes tipos de fibras ($V_f=3\%$).....	41
Quadro 3.9 – Composição com Fibras de 9mm.....	42
Quadro 3.10 – Resultados da Compressão Diametral da Composição com Fibras de 9mm	42
Quadro 3.11 – Resultados em primas 4x4x16 cm ³ com fibras de 9mm obtidos no contexto dos trabalhos desta dissertação.	43
Quadro 3.12 – Resultados dos Ensaio de Caracterização para Composições com combinações de Fibras ($V_f=3\%$).....	44
Quadro 3.13 – Composição com Fibras de 9mm e 12mm	46
Quadro 3.14 – Resultados em primas 4x4x16 cm ³ com fibras de 9 e 12mm obtidos no contexto dos trabalhos desta dissertação.	47
Quadro 3.15 – Composições Selecionadas.	48
Quadro 4.1 – Momentos máximos alcançados nos provetes com fibras de 9 mm.....	72
Quadro 4.2 – Momentos M^* alcançados nos provetes com fibras de 9 mm	75
Quadro 4.3 – Valores da tensão de fissuração alcançados nos provetes com fibras de 9 mm	75
Quadro 4.4 – Variações na Resistência à Tração nos provetes com fibras de 9 mm.....	76
Quadro 4.5 – Módulo de Elasticidade dos provetes com fibras de 9 mm	78
Quadro 4.6 – Resultados da Análise Inversa (provetes com fibras de 9 mm).....	78
Quadro 4.7 – Momentos máximos alcançados nos provetes com fibras de 9+12 mm.....	80
Quadro 4.8 – Momentos M^* alcançados nos provetes com fibras de 9+12 mm	81
Quadro 4.9 – Valores da tensão de fissuração alcançados nos provetes com fibras de 9+12 mm	82
Quadro 4.10 – Variações na Resistência à Tração nos provetes com fibras de 9+12 mm.....	82
Quadro 4.11 – Módulo de Elasticidade dos provetes com fibras de 9+12 mm.....	83
Quadro 4.12 – Análise Inversa (provetes com fibras de 9+12 mm).	83

Quadro 5.1 – Características dos Rolamentos.....	98
Quadro 5.2 – Análise Inversa para a Composição com Fibras de 6mm	106
Quadro 5.3 – Variações na Resistência à Tração nos provetes com fibras de 6 mm.....	107
Quadro 5.4 – Força de Separação Máxima obtida nos provetes com fibras de 9mm.....	108
Quadro 5.5 – Força de Separação Máxima obtida nos provetes com fibras de 9+12mm.....	111
Quadro 5.6 – Análise Inversa para a Composição com Fibras de 9+12mm.....	111
Quadro 5.7 – Variações de Resistência à Tração nos diferentes provetes com fibras de 9+12 mm..	113

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

e - espessura [cm]

L_f – comprimento das fibras [mm]

L – vão entre apoios [cm]

Desp – diâmetro de espalhamento [mm]

T_{funil} – tempo de escoamento [s]

h – altura [mm]

b – largura [mm]

Ø – diâmetro [mm]

f_t(4x4x16) – resistência à tração por flexão (prismas 4x4x16 cm³) [MPa]

f_c(4x4x16) – resistência à compressão (prismas 4x4x16 cm³) [MPa]

f_{t,cd} – resistência à tração (ensaio de compressão diâmetral) [MPa]

w/c – razão entre a massa de água e a massa de cimento

sf/c – razão sílica de fumo/cimento

V_w/V_p – razão volumétrica água/finos

V_s/V_m – relação volumétrica de agregados finos/argamassa

Sp/p – Dosagem de superplastificante relativamente à massa de material fino da mistura

V_f – volume de fibras [%]

l_f – comprimento das fibras [mm]

d_f – diâmetro das fibras [mm]

F – força aplicada [kN]

f – flecha [mm]

L_p – comprimento do provete [cm]

l_p – largura do provete [cm]

d – distância ao bordo [cm]

p – distância entre apoios [cm]

a – distância do apoio à extremidade do provete [cm]

M* - momento elástico máximo [kNxm]

f_{tf} – tensão de fissuração (ensaio de placas finas) [MPa]

ε^e – extensão elástica [‰]

f_{tuj} – resistência última [MPa]

ε^u – extensão última [‰]

$M_{\max}$ – momento resistente máximo [kNm]

E – módulo de elasticidade [GPa]

F_v – força vertical [N]

F_s – força de separação [N]

α – ângulo de inclinação da cunha (°)

L – lado do provete [mm]

a_0 - comprimento do rasgo [mm]

h – comprimento ligado [mm]

d1 – distância do rolamento ao centro do provete [mm]

d2 – distância à base do provete [mm]

bm – largura da parte superior do provete [mm]

am – largura do rasgo [mm]

m – massa do provete [kg]

g – aceleração da gravidade [m/s^2]

f_t – resistência à tração (WST) [MPa]

G_f – energia de fratura [N/mm]

BEDRF – Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras

LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

RPC – Reactive Powder Concrete

BAC – Betão auto-compactável

WST – Wedge Splitting Test

CMOD – Crack Mouth Opening Displacement

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO E OBJETIVOS DO TRABALHO

Nas nossas cidades vivemos rodeados por construções em betão e, cada vez mais, a nível mundial se multiplica o uso deste material. O consumo de betão, de facto, apenas é ultrapassado pelo de água, sendo consumido anualmente cerca de 1m^3 por pessoa [1]. O betão é produzido através de matérias-primas de fácil acesso e permite a conceção das mais diversas formas estruturais, desde as mais regulares às mais excêntricas, devido à facilidade com que o betão ocupa os moldes e as cofragens.

O ser humano, ambicioso por natureza, desde cedo que procura superar-se e concretizar desafios cada vez mais exigentes. Vivem-se tempos em que a descoberta e os desenvolvimentos tecnológicos estão omnipresentes no nosso quotidiano. A capacidade de evoluir, ultrapassar obstáculos e resolver problemas, sem dúvida, caracteriza a nossa essência. Possivelmente para o Engenheiro Civil, esses obstáculos podem estar concretizados nos próprios limites impostos pelos materiais com que trabalha.

Como é sabido, o Betão apresenta características que limitam a sua aplicabilidade, tais como: a baixa resistência à tracção e diminuta ductilidade; o elevado peso próprio apresentado nos elementos estruturais, significativamente superior ao das estruturas de aço com a mesma capacidade de carga; a sua vulnerabilidade à penetração de substâncias nocivas, que aceleram o processo de corrosão das armaduras.

O Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras (*“Ultra-High-Performance Fibre Concrete”*) (BEDRF) é caracterizado pela sua enorme resistência mecânica, o seu comportamento dúctil devido à inclusão de fibras, baixa relação água/cimento, grande compacidade, notória resistência à penetração de substâncias nocivas e grande durabilidade. O BEDRF pode ser, assim, encarado como uma alternativa capaz de resolver os problemas anteriormente expostos.

O BEDRF é definido como uma nova classe de materiais compósitos à base de cimento reforçado com fibras. O desenvolvimento deste material teve o início nos anos 90 e é encarado como um dos mais recentes avanços da atual produção de betão.

Os betões reforçados com fibras podem ser aplicados isoladamente ou em combinação com armaduras ordinárias ou de pré-esforço e é possível, também, que sejam utilizados como materiais de reparação e reabilitação. Isoladamente, os betões reforçados com fibras podem ser encontrados em peças de pequena espessura, tais como: placas finas, tubos, postes eléctricos e lajes de pavimento ou, combinados com outros materiais, em estruturas com capacidade de resistir a impactos ou sismos, como reforço, rodeando vigas e pilares pré-existentes e envolvendo barras ou treliças de aço, melhorando a sua ductilidade e resistência ao fogo [2].

O uso do BEDRF pode ser competitivo quando usado em elementos estruturais de dimensões reduzidas que requeiram resistências elevadas. Foi precisamente esse facto que desencadeou o desenvolvimento desta dissertação, que surge na sequência de uma colaboração anterior entre o Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST/FEUP) e a Universidade Nova de Lisboa.

Os trabalhos elaborados no âmbito dessa colaboração consistiram no desenvolvimento de um betão destinado a ser utilizado em zonas de ancoragem e desvio de cabos de pré-esforço, nomeadamente nas zonas dos blocos de ancoragem de pontes construídas por avanços sucessivos (para ancoragem dos cabos inferiores de continuidade) e nas zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço exterior em carlingas de extremidade de pontes em caixão. Com a utilização do BEDRF pretendia-se reduzir as dimensões da zona de ancoragem e diminuir a armadura de tração e de confinamento necessárias. Deste modo, pretendia-se desenvolver um betão com aproximadamente 10MPa de resistência à tração e, pelo menos, 60MPa de resistência à compressão. Adicionalmente, procurou-se uma mistura auto-compactável para garantir um completo enchimento destas zonas e o envolvimento das armaduras de pré-esforço, sem necessidade de recurso à vibração [3].

Surgiu, desta forma, um material que pretendeu dar resposta a um problema concreto num limitado período de tempo. Assim sendo, ficou, de alguma forma, incompleta a rigorosa caracterização do material. Esse facto abre espaço ao desenvolvimento desta dissertação que tem como objetivo uma caracterização mais rigorosa do material. Para isso, foram investigados quais os ensaios que melhor se adaptam a este fim.

Pretende-se evidenciar as vantagens do BEDRF, fazendo este trabalho parte do início de um programa experimental cujo objetivo último é a caracterização plena do BEDRF de modo a que, no futuro, seja possível vê-lo como um seguro material estrutural alternativo.

1.2. PLANO DE TRABALHOS

Ao longo desta dissertação tentar-se-á compreender melhor o comportamento mecânico do Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras, em particular de duas composições desenvolvidas no âmbito da colaboração anteriormente mencionada. O principal propósito deste trabalho prende-se, assim, com a investigação experimental e a caracterização da resistência do material à tração, para isso recorre-se aos recursos disponibilizados pelo LABEST.

Inicialmente, realizar-se-á uma revisão bibliográfica, tão exaustiva quanto possível, de modo a contextualizar o BEDRF e poder fornecer uma visão geral das suas principais características. Isso passa pelo seu enquadramento histórico, definição dos seus materiais constituintes, comparação com outros tipos de betão, enumeração das suas vantagens, investigação dos métodos de ensaio aplicáveis tanto no estado fresco como endurecido, apresentação de algumas aplicações práticas e conclusões alcançadas por outros investigadores.

Serão desenvolvidos dois métodos de ensaio diferentes: flexão sob 4 pontos de placas finas e o “*Wedge Splitting Test*”. Estes ensaios permitem a caracterização à tração do material de forma indireta, sem recurso a equipamentos sofisticados.

No entanto, para concretizar esses ensaios, existe a necessidade prévia de definir e projetar os diferentes componentes que constituem o equipamento de ensaio, em especial do “*Wedge Splitting Test*”, por se tratar de um ensaio que requer um conjunto de componentes mais complexos. Para além disso, será necessário construir o conjunto de cofragens necessárias às betonagens dos provetes. Os

próprios provetes vão requerer alguma preparação antes dos ensaios, pelo que haverá a necessidade de serem serrados.

Uma vez que se tratam de ensaios indiretos, os resultados não podem ser imediatamente avaliados. Será, portanto, necessário recorrer a métodos de análise inversa que possibilitem a obtenção da lei constitutiva do BEDRF.

Os métodos e toda a abordagem seguida ao longo dos ensaios serão cuidadosamente descritos, sendo que os resultados obtidos serão expostos, interpretados e discutidos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, incluindo o presente. Os próximos parágrafos apresentam resumidamente o conteúdo de cada um deles:

O Capítulo 1 trata-se do capítulo inicial onde são introduzidos o âmbito e objetivos da dissertação, refere-se o plano de trabalhos e resume-se o conteúdo dos restantes capítulos.

No Capítulo 2 apresenta-se o Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras, enumera-se as suas principais características, expõem-se algumas aplicações práticas, definem-se diferentes comportamentos mecânicos, caracteriza-se a composição e descreve-se os ensaios aplicáveis, tanto no estado fresco como no estado endurecido.

No Capítulo 3 definem-se quais composições que se pretendem caraterizar, descreve-se o procedimento de amassadura, apresenta-se e interpreta-se os resultados anteriores e compara-se os resultados alcançados no contexto deste trabalho.

O Capítulo 4 é constituído pela descrição do ensaio de flexão sob 4 pontos de placas finas, preparação do ensaio e definição da abordagem seguida, apresentação dos resultados e conclusões alcançadas.

No Capítulo 5 pode-se encontrar a contextualização do ensaio “Wedge Splitting Test”, preparação do ensaio e descrição da abordagem seguida, apresentação dos resultados e conclusões alcançadas.

O Capítulo 6 é capítulo final desta dissertação onde se apresentam as conclusões do trabalho e se indicam aspetos que devem ser alvo de desenvolvimento futuro.

2

**BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO
REFORÇADO COM FIBRAS****2.1. INTRODUÇÃO**

Embora a investigação e o desenvolvimento do betão com fibras tenha começado há mais de quarenta anos [4], a sua aplicação na maioria dos países europeus é bastante limitada e a sua produção representa uma pequena percentagem do total da produção de betão [5].

Porém, nos últimos anos, ocorreram avanços notáveis e os materiais compósitos à base de cimento reforçado com fibras ganharam relevância [2]. Têm surgido desenvolvimentos ao nível das composições de betão, das próprias fibras, das zonas de transição entre o betão e as fibras, dos processos de produção, etc.

Como exemplos destes recentes progressos temos:

- A introdução no mercado de uma nova geração de aditivos, como os superplastificantes, permitindo a elaboração de composições de elevada resistência, com pouca perda de trabalhabilidade;
- O aumento do uso de micro-fíleres, como a sílica de fumo, cujo diâmetro médio das partículas é cerca de 100 vezes inferior ao do cimento, contribuindo, assim, para reduzir o volume de vazios, aumentar a resistência mecânica, diminuir a permeabilidade e porosidade do material;
- A variabilidade de tipos e formas de fibras disponível e a possibilidade de combinar diferentes tipos de fibra, numa mesma mistura, traduz-se num aumento de resistência, ductilidade e tenacidade;
- Inovações do processo de produção, o uso de misturas auto-compactáveis, que permitem uma dispersão uniforme das fibras [2].

O Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras (BEDRF) é um material cimentício que pode ser encarado como uma extensão dos betões convencionais reforçados com fibras e dos betões de elevado desempenho, podendo oferecer também a vantagem de pertencer à família dos betões auto-compactáveis.

Em 2002, um grupo de investigação francês (AFGC & SETRA) criou um conjunto de recomendações com o objetivo de proporcionar bases para o uso do BEDRF (*“Ultra-High Performance Fibre Concrete”* [6]) nas aplicações de Engenharia Civil.

Essas recomendações definem o BEDRF como um material de alta resistência à tração, devido à participação de fibras que absorvem as tensões após a fissuração [6]. O BEDRF é um material em que

a resistência à compressão ultrapassa sistematicamente os 150 MPa [7] e que pode permitir, dependendo do comportamento estrutural e da solicitação, a dispensa das armaduras convencionais. O seu peso específico é semelhante ao do betão convencional (2500 Kg/m^3) [8], mas a sua elevada resistência permite a utilização de elementos mais esbeltos.

O volume de fibras utilizado neste tipo de material varia entre os 2%-10% [9], uma quantidade bastante superior à encontrada em betões com fibras tradicionais. Em relação aos betões convencionais, regista-se uma diferença significativa, a eliminação do agregado grosso, o que facilita a obtenção das propriedades de resistência e durabilidade atrás referidas [9]. Por isso em última análise, por apenas se utilizar areia como agregado, há autores que se referem ao material como uma argamassa.

Em 2004, Naaman e Chandrangsou [10], desenvolveram um BEDRF para tabuleiros de pontes e concluíram que, usando este material ao invés do betão tradicional, cerca de 70% da armadura convencional podia ser eliminada, assim como seria possível obter uma significativa redução da fissuração.

No entanto, o BEDRF exhibe, também, alguns pontos fracos, como a necessidade de um maior tempo de amassadura, uma grande quantidade de energia requerida para a amassadura pode danificar a misturadora, o eventual tratamento térmico adiciona um custo extra e a não utilização de agregado grosso aumenta o custo do material.

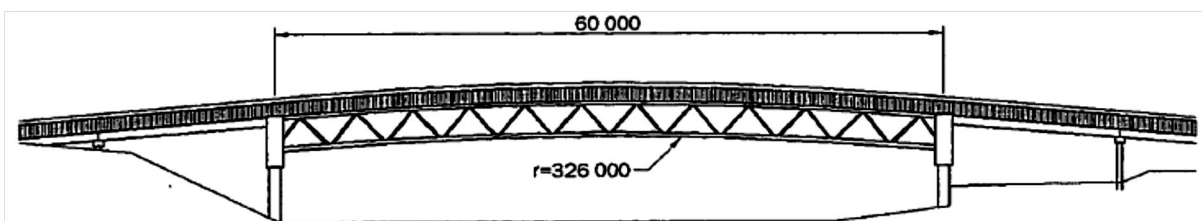
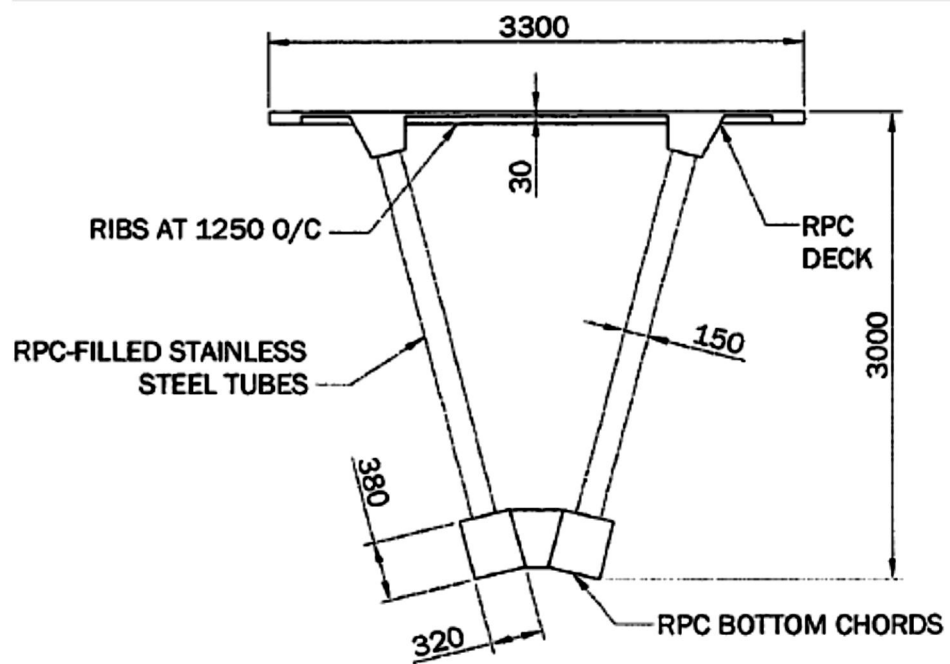
Assim, com custos do material elevados, sugere-se que este deva ser aplicado onde as suas propriedades são necessárias. Por exemplo, em partes da estrutura que necessitam de alta resistência mecânica ou expostas a substâncias agressivas, como os cloretos, deixando os restantes elementos estruturais com betão armado [11].

O reforço com fibras, o tratamento térmico e a grande homogeneidade do material, devido à utilização de agregado fino, contribuem para eliminar a fissuração precoce promovida pela retração [12]. Porém, dependendo principalmente das condições de cura e da qualidade dos materiais, a retração pode ainda ser significativa [12]. As recomendações francesas indicam um valor de $550 \mu\text{m/m}$ quando não é feito qualquer tratamento térmico.

Foram, também, elaborados códigos de orientação à utilização do material em outros três locais: no Japão em 2006 (JSCE) [13], na Austrália em 2000 (UNSW) [14] e, mais recentemente, na Alemanha em 2008 (Walraven) [15].

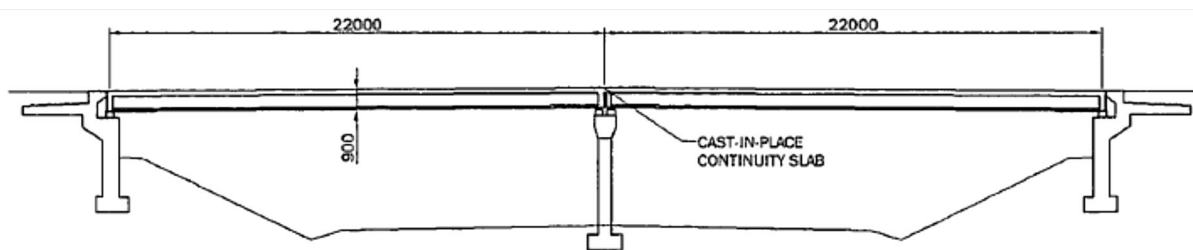
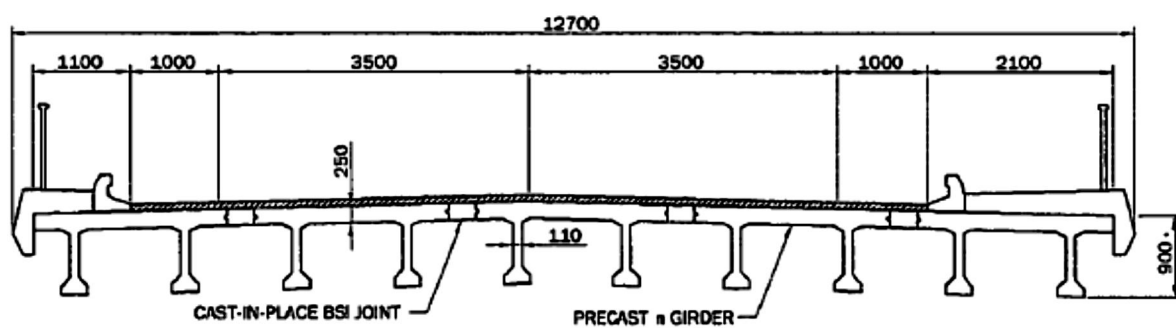
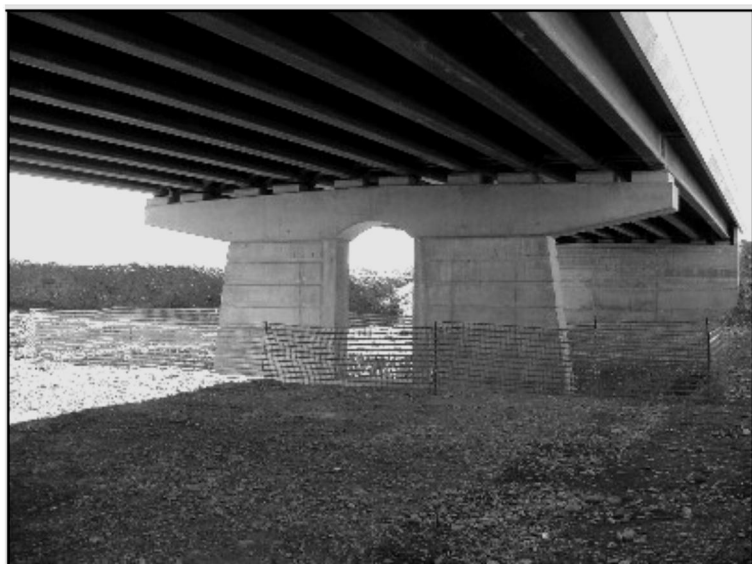
Desde o aparecimento do Betão de Elevado Desempenho que se têm registado algumas aplicações do material, essencialmente em pontes, na Austrália, França, Japão, Nova Zelândia, Coreia do Sul e Estados Unidos da América [16-18]. Em relação ao BEDRF são também já conhecidos, a nível mundial, alguns exemplos de aplicação. Apresentam-se de seguida quatro exemplos:

- O betão de elevado desempenho, sob a forma de “*Reactive Powder Concrete*” (um impulsor do “*Ultra-High Performance Fibre Concrete*”) foi utilizado, em 1996, pela primeira vez no Canadá, numa ponte pedonal em Sherbrooke, apresentado na Fig.2.1;
- A primeira aplicação do “*Ultra-High Performance Fibre Concrete*” foi em Bourg-lès-Valence, França, em 2001, na Fig.2.2;
- Ponte pedonal Seonyu em Seul, Coreia. Trata-se de uma ponte pedonal em arco com um vão de 120 m, apresentada na Fig. 2.3;
- Cobertura da estação LRT em Calgary, Canadá, na Fig.2.4.



(c)

Fig.2.1 – Ponte pedonal em Sherbrooke, Canadá: (a) fotografia da construção [19]; (b) Secção Transversal [16]; (c) Alçado.. [16]



(c)

Fig.2.2 – Ponte rodoviária em Bourg-lès-Valence, França: (a) fotografia da construção [20]; (b) Secção Transversal [20]; (c) Alçado.. [20]

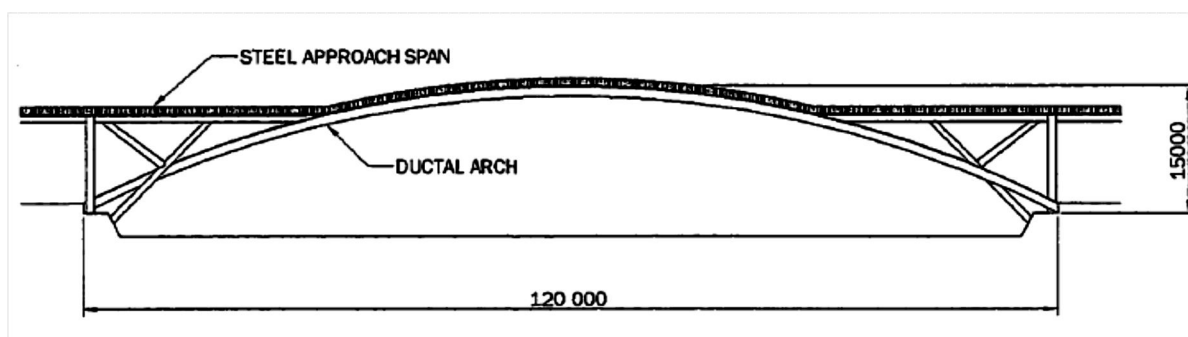
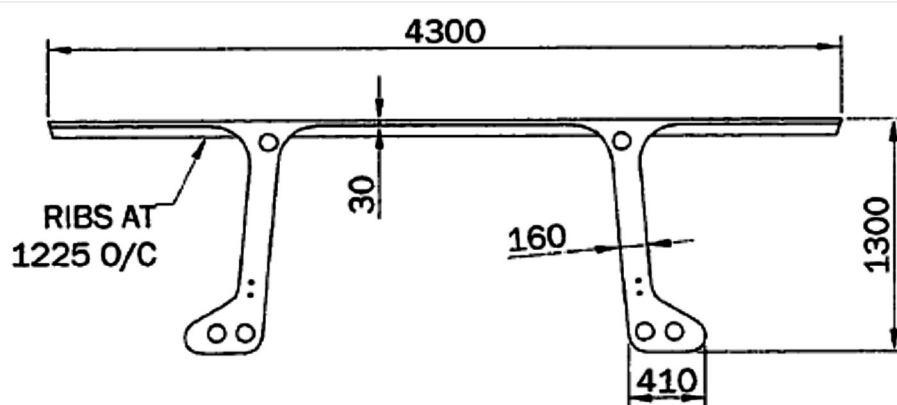


Fig.2.3 – Ponte pedonal Seonyu em Seoul, Coreia: (a) fotografia da construção [21]; (b) Secção Transversal [22]; (c) Alçado. [22]

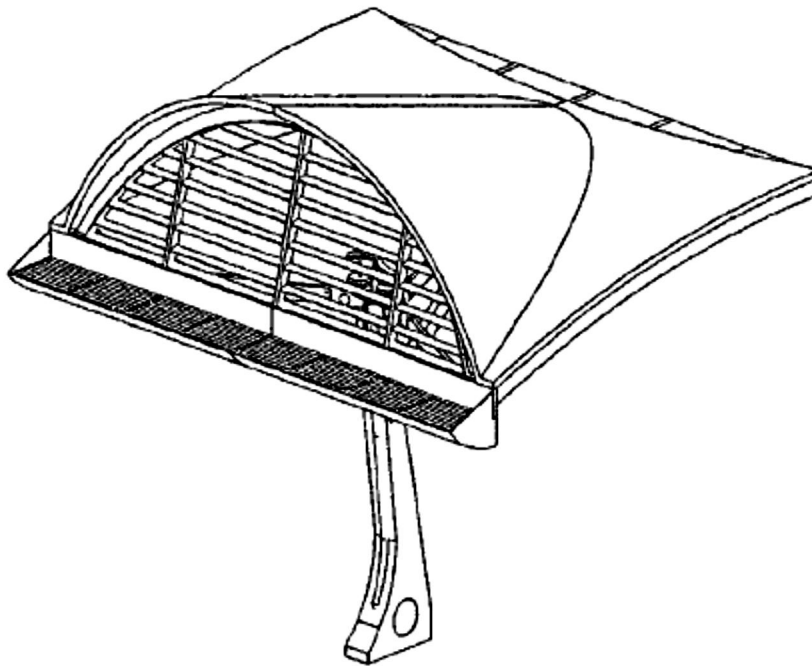


Fig.2.4 – LRT Station em Calgary, Canadá. [23, 24]

Estas primeiras aplicações do BEDRF têm demonstrado os benefícios desta nova tecnologia no que respeita ao custo, sustentabilidade e vida útil. Uma ampla gama de adaptações estão a ser desenvolvidas em todo o mundo para atender às necessidades individuais de cada aplicação específica do material. No entanto, existe necessidade de uma maior investigação para colmatar lacunas de conhecimento existentes e generalizar o uso do material sendo necessário, para isso, o desenvolvimento de regulamentos técnicos abrangentes.

2.2. COMPORTAMENTO À TRAÇÃO

A presença de fibras nas composições de betão influencia muito a resposta do material quando submetido a esforços de tração.

Existe no mercado uma grande gama de fibras, de diferentes tipos e com distintas propriedades.

Faz-se de seguida uma pequena abordagem a essa variedade:

- Quanto ao material, as fibras podem ser orgânicas (celulose, bambu, crina de cavalo, etc.), minerais (lã de rocha) ou transformadas (aço, titânio, fibra-de-vidro, carbono, etc.);
- Em relação às suas propriedades físico-químicas, as fibras são distinguidas pela sua densidade, rugosidade superficial, estabilidade química, reatividade com a matriz cimentícia, resistência ao fogo, etc.;
- Por último, existem fibras com diferentes propriedades mecânicas como a resistência à tração, módulo de elasticidade, rigidez, ductilidade, aderência, etc.

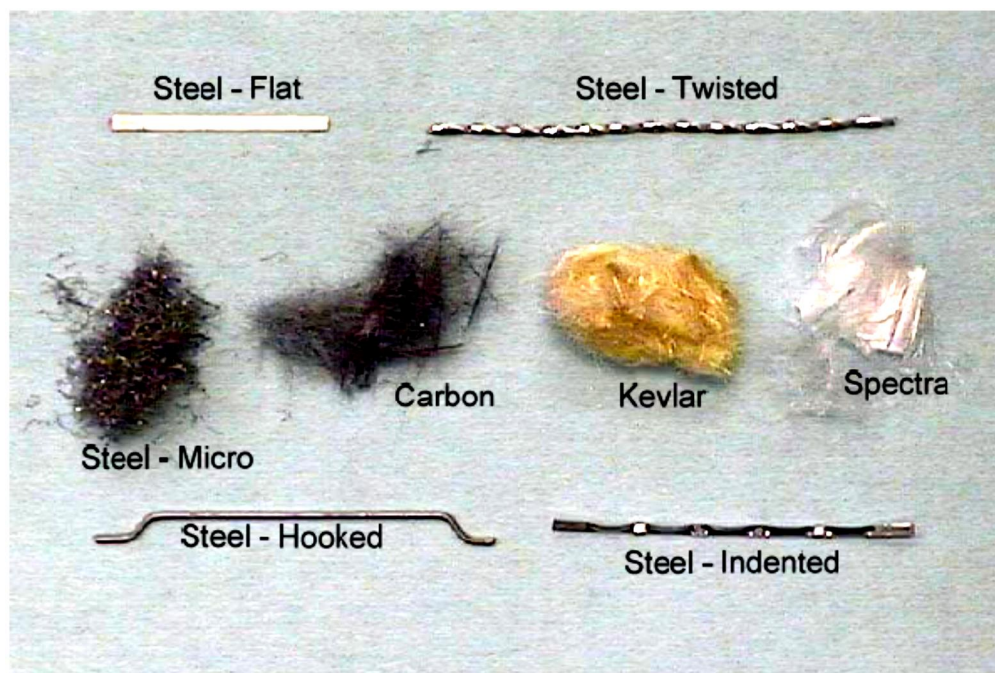


Fig.2.5 – Ilustração de vários tipos de fibras e micro-fibras. [2]

Os esforços de tração conduzem essencialmente a dois tipos de fissuração no betão [5]:

- Microfissuração – desenvolve-se em fases precoces do carregamento, nas zonas mais frágeis do material, em geral, na interface pasta-agregado;
- Macrofissuração – ocorre como resultado da junção de várias microfissuras.

2.2.1. MICROFISSURAÇÃO

Este tipo de fissuração tem lugar nas fases iniciais de um carregamento de tração, nas zonas mais frágeis do material, localizando-se na interface pasta-agregado. A largura deste tipo de fissuras é na ordem dos 1-5 μm . As microfibras desempenham, neste tipo de fissuração, um importante papel. O

seu pequeno comprimento, entre os 6-12 mm, e o seu pequeno diâmetro, na ordem do 0.175 mm, tornam estas fibras eficazes a impedir o desenvolvimento destas fissuras.

Na imagem que se segue esquematiza-se o ganho de resistência de diferentes composições em relação a um betão simples com grande quantidade de agregado, representado na Fig.2.6(a). As microfissuras propagam-se menos rapidamente, conferindo maior resistência ao material, num betão com menor quantidade de agregado, Fig.2.6(b). No caso betões reforçados com fibras, Fig.2.6(c,d), o controlo do desenvolvimento das microfissuras aumenta com a quantidade de fibras presentes nas zonas de fissuração.

Na Fig.2.6 (d), as microfibras são capazes de criar um efeito de ponte, costurando as microfissuras e contribuindo, assim, para o aumento da resistência à tração. O comportamento do material é melhorado com a diminuição do espaçamento e o aumento da quantidade microfibras que atravessam as microfissuras. Quanto menor o espaçamento entre fibras, mais lenta é propagação da fissura [25]. A orientação das fibras e a qualidade das áreas de interface do betão com as fibras têm uma importância fundamental no aumento da resistência [5].

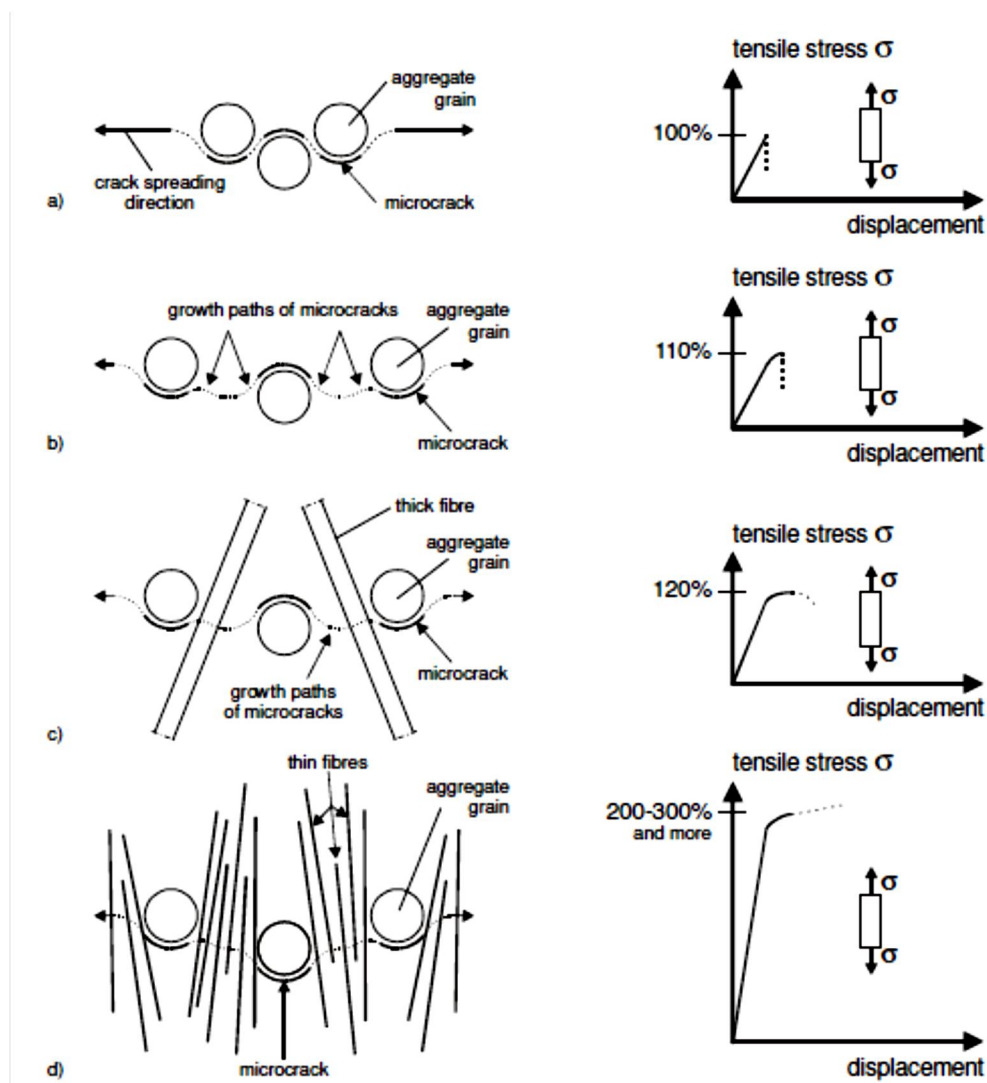


Fig.2.6 – Resistência à tração: (a) betão simples com grande quantidade de agregado; (b) betão simples sem contacto entre as partículas do agregado; (c) betão reforçado com fibras; (d) betão reforçado com microfibras. [5]

2.2.2. MACROFISSURAÇÃO

À medida que o carregamento vai aumentando, as microfissuras crescem e unem-se, formando macrofissuras. O comprimento destas fissuras pode atravessar toda a secção de peças tracionadas e a sua largura varia entre os 5-10 μm e valores muito maiores [5]. Com o progressivo aumento da fendilhação, as microfibras serão cada vez menos eficientes, uma vez que o contínuo aumento da largura da fenda vai gradualmente provocar o arrancamento das fibras ou a sua rotura.

2.2.3. DIFERENTES COMPORTAMENTOS

O tipo, a orientação e a quantidade de fibras utilizadas implica diferentes respostas das peças tracionadas. Como se pode ver na Fig. 2.7, é possível que, após a ocorrência da primeira fissura, a tensão continue a aumentar, ocorrendo um endurecimento (“*strain hardening*”) [26], que garante a estabilidade do elemento estrutural. Este comportamento é similar ao que acontece numa estrutura clássica de betão armado, onde após a fendilhação do betão, caso a armadura de reforço seja suficiente, esta absorve as tensões até ser atingido o limite de resistência do aço.

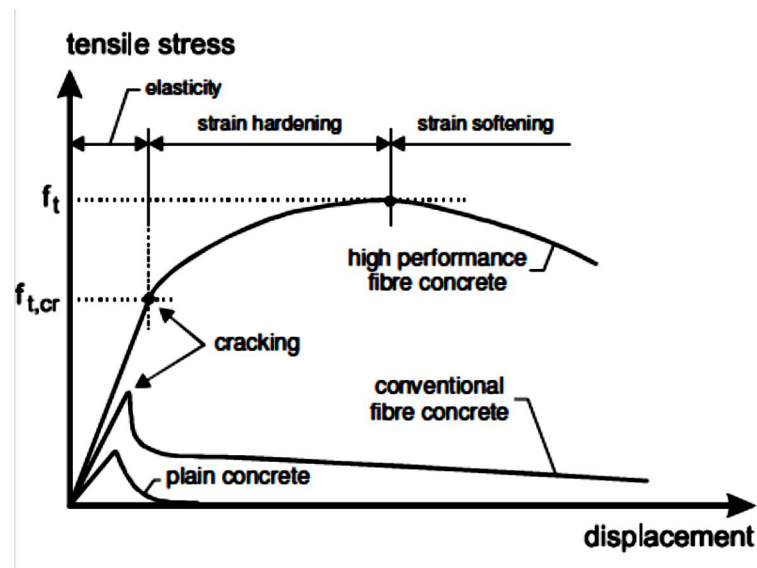


Fig.2.7 – Comparação de diferentes respostas obtidas em ensaios de tração uniaxiais em distintos materiais. [5]

Este comportamento “*strain hardening*” é uma propriedade desejável, acompanhado por um padrão de fendilhação distribuída.

Os diagramas tensão-extensão começam com um ramo acentuado linearmente ascendente até ocorrer a primeira fissura, pode ser seguido de uma fase de endurecimento em que a tensão continua a aumentar e, após ser atingido o pico de tensão, o diagrama termina com ramo descendente.

O aparecimento da primeira fissura provoca um desvio da linearidade do ramo ascendente inicial do diagrama [2]. O aparecimento desta fissuração é determinado pela resistência da matriz cimentícia do material. A fase seguinte é caracterizada pela resistência do BEDRF após fissuração, fase em que estão mais ativas as propriedades das fibras.

O processo de produção do material e a sua colocação influenciam significativamente a resistência da peça:

- As fibras tendem a alinhar-se nas direções de escoamento da betonagem;
- As fibras próximas às paredes das cofragens naturalmente alinham-se paralelamente a estas. Este fenómeno, chamado “efeito-parede”, localiza-se junto às cofragens com uma profundidade de influência inferior ou igual ao comprimento das fibras. Quanto mais a espessura do componente se aproxima do valor do comprimento da fibra, maior é a interferência deste fenómeno na resistência;
- Por vezes ocorre a orientação gravitacional das fibras, devido ao seu comportamento natural em meios líquido-viscosos [6].

2.3. COMPOSIÇÃO

O BEDRF, que será estudado e caracterizado ao longo desta dissertação, combina os efeitos benéficos das propriedades de 3 materiais: Betão de Elevado Desempenho, Betão Reforçado com Fibras e o Betão Auto-Compactável.

2.3.1. BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO

Desde os anos 60 que se tem vindo a assistir a um enorme desenvolvimento da matriz cimentícia. Por um lado, devido à melhor compreensão do modo como a microestrutura, a densidade e a porosidade afetam as características do material, por outro, impulsionado pelo desenvolvimento mineral e químico de aditivos que melhoram diversas propriedades [2].

Um grande impulsionador do desenvolvimento dos betões de elevado desempenho, foi o aparecimento do “*Reactive Powder Concrete*” (RPC) [27], com enormes resistências à compressão na ordem dos 200MPa ou mais.

Os betões de elevado desempenho têm como características:

- Baixos valores de água/cimento, entre 0.12 e 0.20. Toda a água presente é usada para a hidratação total ou de uma parte cimento, sendo que, no último caso, as partículas de cimento não hidratado atuam como fileres;
- Uma grande homogeneidade, devido à não utilização do agregado grosso, usando apenas areia. Este aspeto, contribui para diminuir o desenvolvimento das microfissuras, uma vez que estas ocorrem junto ao agregado, conforme anteriormente representado da fig.2.6(a) e fig.2.6(b);
- Uma quantidade de agregado limitado, para que não ocorra contacto entre os grãos;
- Uma grande compacidade, usando materiais de diferentes dimensões (areia, cimento e sílica de fumo), possibilitando que os grãos mais finos preencham os espaços entre os mais grossos. Apenas os restantes espaços vazios são preenchidos com água, por isso se obtêm relações água/cimento baixas;
- O eventual uso de temperaturas elevadas, durante o processo de cura, aumenta as reações pozolânicas da microsílica, reduzindo significativamente a porosidade;
- A possível aplicação de compressão durante a cura facilita a criação de um material de porosidade quase nula [27].

As características anteriormente referidas proporcionam um material de grande resistência, no entanto bastante frágil. A introdução das microfibras induz o aumento da ductilidade.

2.3.2. BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS

O efeito benéfico das fibras tem vindo a ser descrito ao longo deste capítulo, nomeadamente no subcapítulo 2.2. A introdução das fibras influencia positivamente a resistência e ductilidade do material à tração.

Em 2004, Stiel, Kariloo e Fehling [28] conduziram uma investigação sobre o efeito da orientação das fibras nas propriedades mecânicas do BEDRF. Os estudos foram realizados combinando dois tipos de fibras de comprimentos diferentes, o material foi patenteado e comercializado com o nome CARDIFRC®. Esta investigação pretendia avaliar o efeito do escoamento do BEDRF no momento da betonagem e, consequente, o alinhamento das fibras na direção desse escoamento. Foram ensaiados diversos provetes, à tração e compressão, na direção paralela e perpendicular ao alinhamento das fibras. Os ensaios à compressão, num provete cúbico, indicaram que o alinhamento das fibras não tem nenhuma influência sob a resistência à compressão ou módulo de elasticidade. No entanto, os ensaios de flexão sob 3 pontos mostraram que a resistência à flexão diminuiu mais de três vezes, quando as fibras se encontravam perpendicularmente à direção da tração.

Esta investigação mostrou a importância de conhecer quais as direções das tensões principais de tração num elemento de BEDRF e de técnicas corretas de betonagem. O comportamento anisotrópico do material acrescenta complicações à análise estrutural. No entanto, em algumas situações, a anisotropia pode melhorar o desempenho global do elemento estrutural, caso esta seja devidamente precavida no projeto estrutural [12].

Nos diferentes países, distintas entidades, desenvolveram vários tipos de BEDRF. Aqui se referem alguns: os diferentes tipos de betões *Ductal*® desenvolvidos pelo conjunto Bouygues, Lafarge e Rhodia e comercializados pelas empresas francesas Lafarge e Bouygues [6]; o *Multi-Modal Fibre Reinforced Concretes* (MMFCR) [29] e o *Ultra High Performance Fibre Concrete*, desenvolvido na University of Kassel [30].

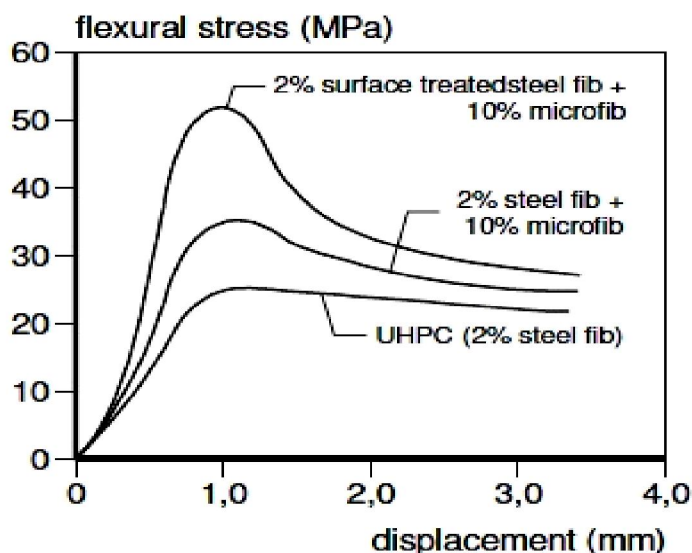


Fig.2.8 – Comportamento à flexão de betões da Ductal® com diferentes combinações de fibras. [31]

No Quadro 2.1 estão resumidas características de betões de elevado desempenho encontradas em diversas referências. Nesses betões são utilizados diferentes volumes de fibras e até combinações de dois tipos. Esta combinação de dois tipos fibras, microfibras com macrofibras, é conhecida por betão híbrido. O princípio deste betão híbrido consiste em conseguir aumentar a ductilidade do material

usando as macrofibras e tirar partido das microfibras para melhorar a resistência à tração. No entanto, há ainda pouca informação sobre o comportamento à tração deste material [32]. As microfibras são mais eficientes a absorver as tensões da microfissuração, pois são bastante mais finas e em maior número do que as macrofibras. À medida que a microfissuração vai aumentando e dando lugar a fissuras cada vez maiores, as macrofibras tornam-se mais ativas.

Quadro 2.1 – Propriedades de Diferentes Betões de Elevado Desempenho. [32]

Nome	Combinação de Fibras	Vol.Total de Fibras (%)	Fibras 1			Fibras 2			Propriedades Mecânicas		
			lf(mm)	df(mm)	Vf(%)	lf(mm)	df(mm)	Vf(%)	Res. à Tração (MPa)	Res. à Compressão (MPa)	Ref.
DUCTAL	Mono	2.0	13-15	0.2	2.0	-	-	-	12.0	160-240	[33]
CERACEM	Mono	2.5	20	0.3	2.5	-	-	-	9.9	199	[34, 35]
UHPFRC1	Mono	6.0	10	0.2	6.0	-	-	-	9.65	150-200	[36]
UHPFRC2	Mono	4.0	13	0.16	4.0	-	-	-	12.6	150-200	[36]
S-UHPFRC	Mono	2.5	13	0.2	2.5	-	-	-	14.2	200	[37, 38]
T-UHPFRC	Mono	2.0	30	0.3	2.0	-	-	-	14.9	200	[37, 38]
H-UHPFRC	Mono	2.0	30	0.375	2.0	-	-	-	14.0	200	[37, 38]
HFC	Híbrido	1.5	60	0.7	1.0	13	0.2	0.5	12	120.1	[5]
HFC	Híbrido	1.5	60	0.7	0.5	13	0.2	1.0	9-10	125.0	[5]
CARDIFRC	Híbrido	6.0	13	0.16	5.0	6	0.16	1.0	13.5	200	[39, 40]
MSCC	Híbrido	7.0	25	0.3	2.0	5	0.25	5.0	15	193.3	[41]
CEMTEC	Híbrido	11.0	Sem informação						20.0	200	[42, 43]

2.3.3. BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL

O objetivo principal da utilização de um Betão Auto-Compactável é garantir uma distribuição uniforme das fibras. Existe, também, a vantagem de alinhar as fibras na direção do escoamento.

A propriedade mais notória do BAC é a sua capacidade de escoar no interior dos moldes, depositar-se de forma natural, sem recurso a vibração.

Refere-se de seguida três propriedades essenciais que o BAC deve apresentar:

- Capacidade de enchimento, definida como a aptidão do BAC, sujeito ao seu peso próprio, preencher os espaços vazios no interior dos moldes;
- Resistência ao bloqueio, estabelecida como a sua capacidade de passar congestionamentos e aderir às armaduras, sem aplicação de energia externa;
- Resistência à segregação, respeitante a capacidade de manter os seus materiais constituintes unidos durante os processos de transporte, colocação e cura [44].

Fundamentalmente, a ideia do BAC consiste em conseguir que os grãos de agregado estejam lubrificados com uma fina camada de pasta de cimento, de forma a diminuir as tensões entre eles e tornar a mistura fresca escoável. A porosidade e a microestrutura do BAC apresentam características melhoradas relativamente às encontradas no betão convencional [45].

2.4. ENSAIOS NO ESTADO FRESCO

Um requisito importante para a criação do BEDRF é, como explicado anteriormente, a criação de uma mistura auto-compactável. No entanto, a quantidade de fibras presente na mistura, tem uma grande influência na auto-compatibilidade. Portanto, é necessário garantir que o BEDRF tem, no estado fresco, a trabalhabilidade pretendida.

Desde a criação do betão auto-compactável, em 1980, uma grande variedade de ensaios tem sido utilizada para medir e avaliar o seu comportamento no estado fresco [46].

De seguida, no Quadro 2.2, serão referidos os ensaios que normalmente têm sido utilizados para classificar um betão como auto-compactável. Nenhum ensaio é capaz de avaliar as três principais propriedades do material (referidas no ponto 2.3.3 desta dissertação) portanto, para uma completa caracterização, é necessário utilizar uma combinação de ensaios.

Quadro 2.2 – Ensaio, propriedades e normas

Ensaio	Propriedade a avaliar	Norma
Espalhamento	Capacidade de Enchimento	EN 12350 8
Funil V	Viscosidade	EN 12350 8, EN 12350 9
Caixa L	Capacidade de Passagem ou Resistência ao Bloqueio	EN 12350 10
Resistência à Segregação	Segregação	EN 12350 11, EN 12350 12

No caso do BEDRF, as reduzidas dimensões dos seus componentes, como é o caso das microfibras e do agregado fino, possibilita a realização de ensaios de pequena escala.

No âmbito do trabalho desta dissertação foram utilizados os ensaios de espalhamento e de fluidez, apresentados na Fig.2.9, que são as versões reduzidas do “Espalhamento” e do “Funil V”.

Através da caracterização de uma argamassa, de uma mesma amassadura, com equipamentos de escala reduzida em paralelo com os de dimensões normalizadas, verificou-se que uma argamassa que exibe $Desp=312.5$ mm e $T_{funil}=28$ s nos ensaios à escala reduzida apresenta $Desp=810$ mm e $T_{funil}=66$ s nos ensaios de maior escala. Estes valores correspondem a uma mistura auto-compactável com excelente deformabilidade e elevada viscosidade e, portanto, baixo risco de segregação.

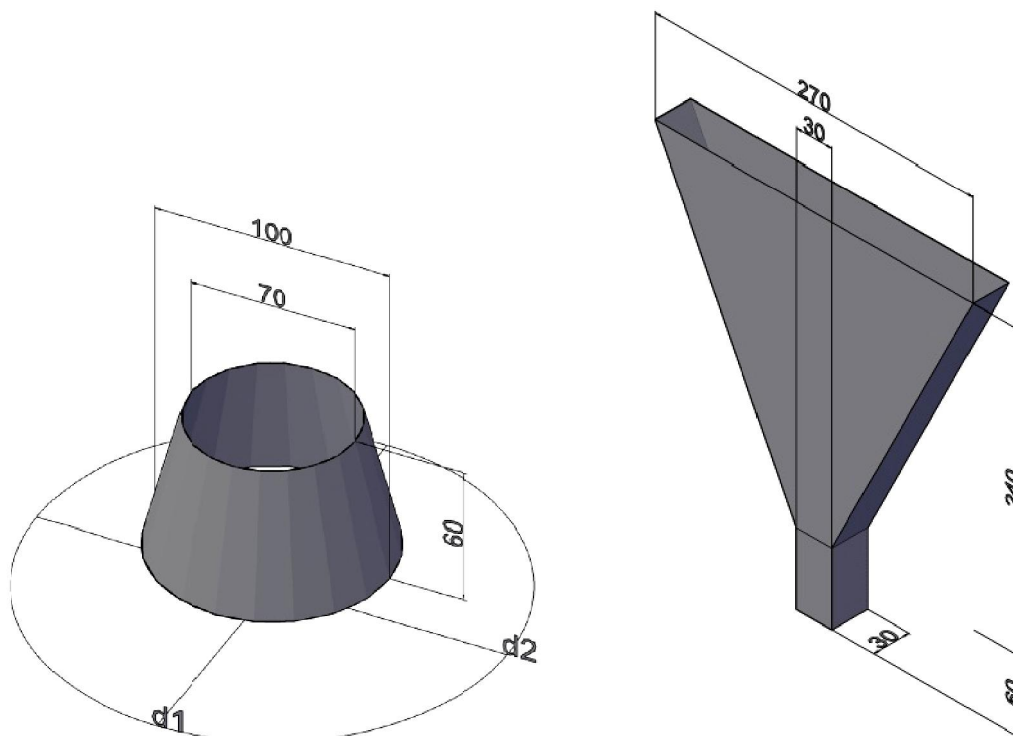


Figura 2.9 – Equipamentos de ensaio para os ensaios de espalhamento (à esq.) e de fluidez (à dir.), dimensões em milímetros.

O princípio do ensaio espalhamento consiste em encher com betão fresco um molde troncocônico pousado sobre uma placa metálica. Depois de levantar o molde e aguardar que o material cesse o movimento, mede-se o diâmetro de espalhamento segundo duas direções perpendiculares, assumindo-se como a média destes valores o diâmetro de espalhamento.

No caso do ensaio do funil-V, o objetivo é registar o tempo que o betão demora a escoar pelo interior do molde. O funil é cheio com o orifício de saída fechado, o tempo de escoamento do funil V é medido desde a abertura do orifício até ser possível ver através do mesmo.

2.5. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO NO ESTADO ENDURECIDO

Para conceber uma estrutura de BEDRF, o Engenheiro Civil – Projetista precisa de conhecer as características de comportamento mecânico do material, para isso tem duas hipóteses:

- Existe um “bilhete de identidade” completo do material, fornecido pelos fabricantes do BEDRF, e o projeto estrutural é realizado com base nas leis constitutivas do material;
- É necessário realizar ensaios que permitam ao projetista descobrir as leis que definem o material [6].

2.5.1. ENSAIOS UTILIZADOS PARA CARACTERIZAR BETÕES COM FIBRAS

É possível que, exatamente para a mesma composição, a relação entre a carga aplicada e abertura da fissuração seja diferente, quando se utilizam métodos de ensaio ou formas de provete diferentes. Por outro lado, os equipamentos utilizados também podem ter uma grande influência nos resultados [47].

Portanto, os resultados experimentais dependem não só do método de ensaio selecionado, mas também do tamanho do provete, do equipamento de ensaio, dos mecanismos de aquisição de resultados, da interpretação dos resultados e das variáveis.

Relativamente aos betões reforçados com fibras, as fibras que se encontram junto às paredes da cofragem tendem a alinhar-se na direção das mesmas, conforme apresentado na Fig.2.10(a). Por isso, muitas vezes são utilizados provetes com entalhe, permitindo que a fissuração comece a uma certa profundidade da superfície do provete, onde as fibras se encontram distribuídas de forma mais aleatória. Em teoria, uma vez que o “efeito-parede” é eliminado, os ensaios à flexão fornecem resultados mais favoráveis. Por outro lado, o entalhe permite definir o local onde se irá desenvolver a fissuração permitindo, caso se deseje, medir a abertura da fenda.

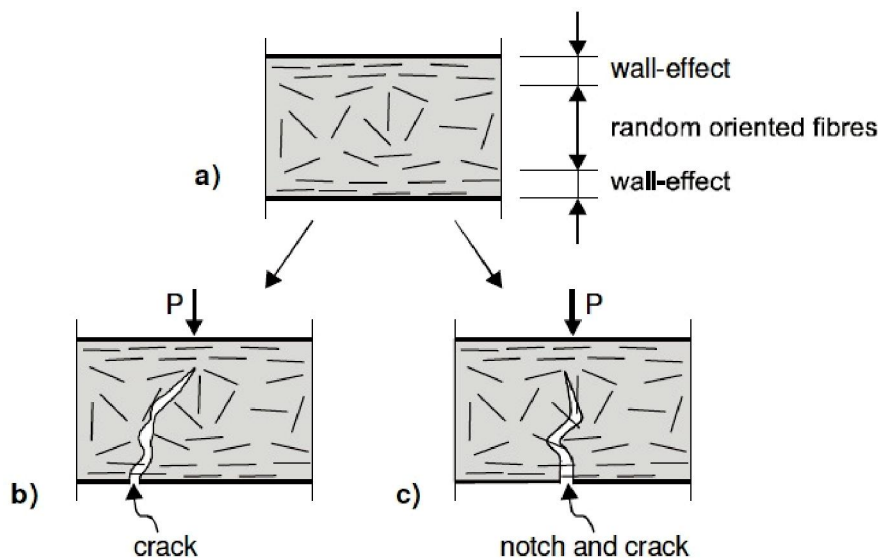


Fig.2.10 – (a) Efeito-Parede, (b) Provette sem entalhe, (c) Provette com entalhe. [5]

No entanto alguns autores defendem que provetes sem entalhe estejam melhor ajustados com a realidade e sejam mais adequados para caracterizar o comportamento dos betões com fibras, uma vez que em estruturas reais não existem entalhes [5].

Os ensaios, que têm vindo a ser aplicados, para caracterizar os betões com fibras são apresentados na Fig. 2.11.

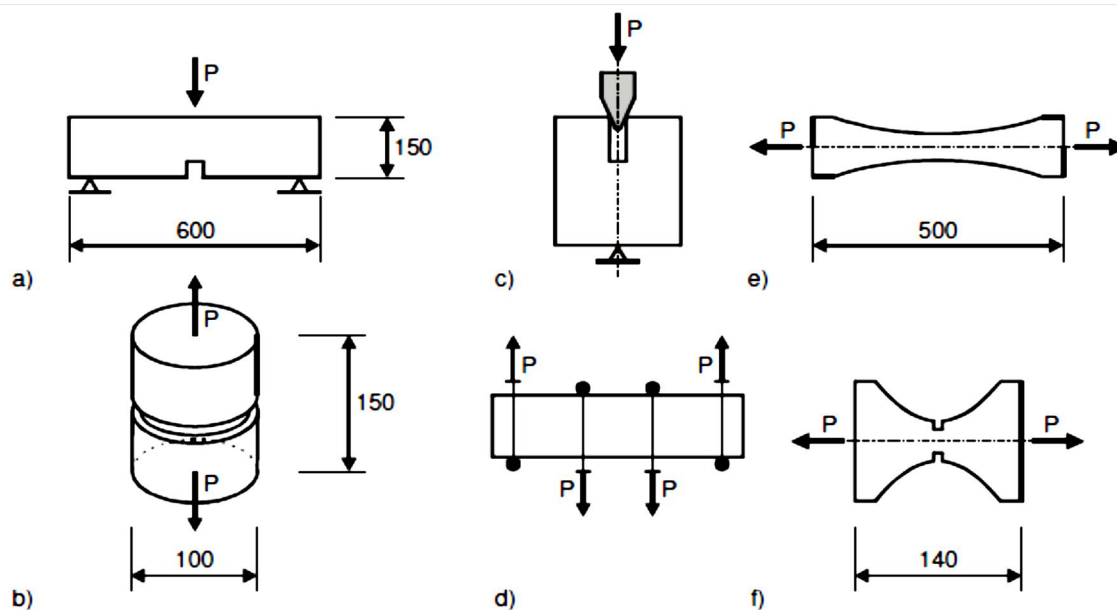


Fig.2.11 – Ensaios de à tração uniaxiais (b, c, e, f) e ensaios de resistência à tração por flexão (a, d). [5]

Na figura anterior, essencialmente, podem ser distinguidos 3 tipos de ensaio:

- Ensaio de Tração Uniaxial, na Fig.2.11 (b,e,f);
- Ensaio de Flexão sob 3 e 4 pontos, na Fig.2.11 (a,d);
- “*Wedge Splitting Test*” (WST), na Fig.2.11 (c).

Os ensaios de tração uniaxial permitem uma interpretação direta dos resultados, permitindo obter o diagrama de tensão-extensão do material sem recurso a uma análise inversa. Mas, para isso, é necessário um controlo apertado das condições do ensaio [48].

A fissuração do provete e, em particular, o modo como as rotações na fronteira do mesmo podem afetar os resultados, tem desencadeado alguma controvérsia entre os investigadores.

Alguns, como por exemplo Van Mier (1986) [49] e Van Mier & Shi (2002) [50], acreditam que a fronteira do provete deve apresentar liberdade de rotação. Zhou (1988)[51], Hillerborg (1989), RILEM (2001) [52] e Østergaard & Stang (2002) [53], por exemplo, defendem que a fronteira do provete deve ser impedida de rodar, assim como o plano onde ocorre a fissuração.

Em 2007, I. Lofgren, H. Stang e J. F. Olesen [54] compararam os resultados dos três tipos de ensaio: tração uniaxial, flexão sob 3 pontos e o “*Wedge Splitting Test*”. Tornou-se claro, no trabalho destes investigadores, que os provetes para ensaios de tração uniaxiais são bastantes sensíveis aos processos de betonagem. O volume de fibras encontrado na zona de fendilhação apenas atingiu metade do valor esperado e tornou-se, assim, impossível comparar os resultados deste ensaio com os outros dois.

O ensaio apresentado nos parágrafos anteriores é, efetivamente, uma das formas mais diretas de avaliar o comportamento à tração do material. Porém, como foi explicado, isto apenas é válido caso o

ensaio seja realizado sob condições muito bem controladas, existindo uma grande exigência em relação aos equipamentos e à experiência do investigador [55].

Surge, assim, espaço para utilização de ensaios indiretos, que não necessitem de equipamentos sofisticados e que, quando adequadamente aplicados, possibilitem, através da análise inversa, a obtenção da lei constitutiva do material. Essa lei deve definir o comportamento à tração do BEDRF, independentemente dos provetes e métodos de ensaio seleccionados.

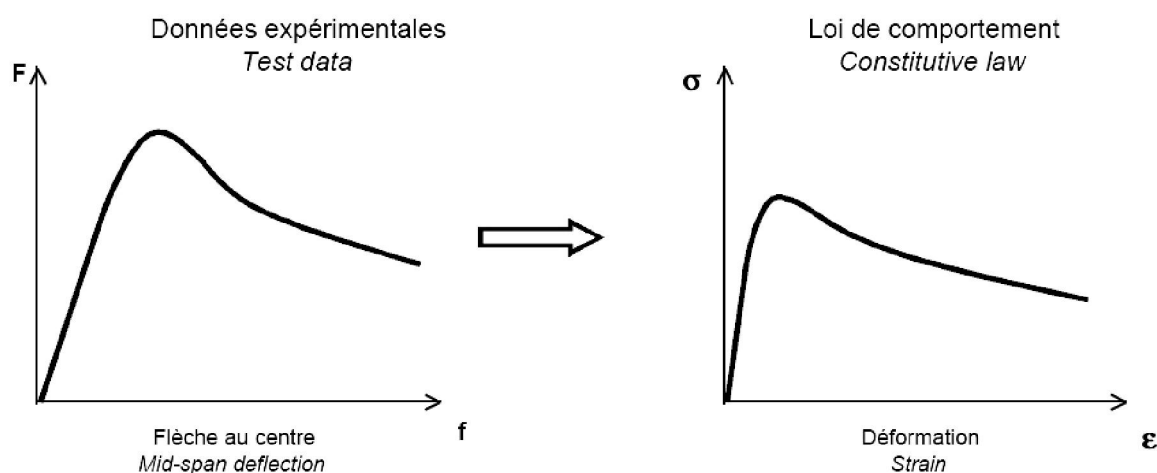


Fig.2.12 – Obtenção da Lei Constitutiva do Material Recorrendo à Análise Inversa. [6]

Temos como exemplo, o ensaio de flexão sob 3 pontos, apresentado na fig.2.11. (a). No entanto, 40-60% da energia de fratura total deve-se ao peso próprio do provete [56], ou seja, o momento fletor imposto pelo peso próprio pode ser superior ao aplicado pelo equipamento de ensaio, o que pode ser um problema.

Por seu turno, o *Wegde Splitting Test*, representado esquematicamente na fig.2.11. (c), permite obter um processo de fratura estável, sem recurso a equipamentos sofisticados [57], adequado para a análise inversa [55]. A vantagem deste ensaio é que, contrariamente ao anterior, permite desprezar o peso próprio do provete.

O *Wegde Splitting Test* é visto como ensaio de flexão sob 3 pontos compacto e recomendado pelo RILEM TC 89-FMT para avaliar o comportamento de rotura por tração [58]. Este tema terá desenvolvimento aprofundado nesta dissertação, num capítulo dedicado ao assunto, e será um dos ensaios seleccionados para caracterizar o BEDRF.

Refere-se, a título de introdução, algumas vantagens deste ensaio [58]:

- Provetes compactos e leves: a razão entre a área de fratura e volume do provete é 5,2 vezes superior à encontrada nos provetes de flexão sob 3 pontos e, portanto, grandes áreas de fratura podem ser avaliadas em provetes de massa reduzida;
- Os provetes podem ser facilmente moldados em obra ou obtidos através de carotes da própria estrutura real;
- A utilização das cunhas, para aplicar carregamento, aumenta a estabilidade e rigidez do ensaio, permitindo utilizar máquinas de ensaio menos rígidas;
- Conforme referido, o efeito do peso próprio do provete é desprezável.

Referem-se agora alguns trabalhos onde foram utilizados os ensaios representados na fig.2.11:

- As Fig.2.11 (a e b) são ensaios bastante comuns recomendados pelo *RILEM Technical Committee* para a caracterização de betão com fibras convencional, no qual não ocorra “*strain hardening*”.
- A Fig.2.11 (a) representa um ensaio de flexão sob 3 pontos, de uma viga com entalhe com dimensões: 150x150x600 mm. A Fig. 2.11 (b) representa um ensaio de tração uniaxial de um cilindro com entalhe, com 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura.
- O “*Wedge Splitting Test*”, apresentado na Fig. 2.11 (c), introduzido anteriormente, foi utilizado, pela primeira vez, em betão por Linsbauer e Tschegg, em 1986 [59], conhecido, também, como um ensaio compacto de resistência à tração [60]. Os provetes podem apresentar várias formas, mas a mais comum é a cúbica. O objetivo deste ensaio é medir a energia necessária para dividir o provete em duas metades e determinar o diagrama tensão-extensão, através de análise inversa.
- Behloul [61], em 1996, usou ensaios de flexão sob 4 pontos, Fig.2.11 (d), em provetes de dimensões: 15x100x400mm, para caracterizar o já citado “*Reactive Powder Concrete*”.
- Para os ensaios uniaxiais, muitas vezes são usados provetes com uma forma especial do tipo “*dog-bone-shaped*”, Fig.2.11 (e, f). Temos como exemplos os trabalhos de Behloul [61] em 1996 e Sato [62], em 1999.

É um facto que os ensaios e dimensões de provetes que têm vindo a ser utilizados apresentam uma grande variabilidade. Assim, torna-se quase impossível comparar os resultados obtidos nos diferentes trabalhos. É, desta forma, uma prioridade a uniformidade dos ensaios, tanto os uniaxiais como os de flexão, assim como os seus procedimentos, de modo a que seja possível caracterizar e comparar corretamente os betões de elevado desempenho reforçados com fibras.

2.5.2. ENSAIOS SUGERIDOS PELAS RECOMENDAÇÕES AFGC & SETRA

Efetivamente, os primeiros passos, no sentido indicado pelo parágrafo anterior estão a ser percorridos e, como já indicado nesta dissertação, materializados em algumas recomendações. Neste subcapítulo serão apresentados quais os ensaios que o grupo de investigação francês (AFGC & SETRA) considera ser os mais adequados para a caracterização do BEDRF. Esses ensaios são, em tudo, semelhantes aqueles que foram referidos anteriormente, existindo da parte destas recomendações, uma preocupação em adaptar o tipo de ensaio e as suas dimensões a diferentes elementos estruturais.

É objetivo desta dissertação seguir estas recomendações e levar a cabo um conjunto de ensaios num tipo de provete particular - as placas finas. No ponto que se segue, faz-se uma introdução a esse tipo de provete que será descrito de forma mais pormenorizada num capítulo dedicado a este tipo de ensaio.

O conjunto de ensaios, sugeridos pelo grupo de investigação francês, propõem-se caracterizar o material, contemplando a sua utilização real, usando para isso provetes de diversos tipos:

- Placas Finas;
- Placas Espessas;
- Vigas;
- Lajes.

Além de levar em linha de conta as diferentes aplicações práticas do material, através de distintos ensaios, as recomendações dão, também, instruções para que possa ser considerada a influência do método de betonagem. Isto, consiste na aplicação de um coeficiente de redução $1/K$, que representa a

diferença entre os diagramas obtidos em ensaios e aqueles que seriam obtidos, caso se tratasse de um provete retirado de um elemento da estrutural real.

Para determinar este valor K existem duas alternativas:

- ou os métodos de colocação do betão já foram validados em trabalhos semelhantes, o que permite usar valores K de referência, conhecidos;
- ou é necessário comprovar os métodos de colocação numa data posterior, com base em ensaios realizados sobre um modelo representativo da estrutura real.

Nas recomendações francesas são fornecidos alguns valores de referência:

- $K=1.25$ para qualquer carregamento sem efeitos locais;
- $K=1.75$ com efeitos locais;
- $K=1$ para placas finas ou quando a caracterização é feita sobre um elemento representativo da estrutura.

2.5.2.1. Ensaios em Placas Finas

São consideradas placas finas elementos cuja espessura seja inferior a 3 vezes o comprimento das fibras e em que o quociente entre o vão e a espessura seja superior a 50:

- $e \leq 3 L_f$;
- $L/e \geq 50$.

Este tipo de elementos trabalha, fundamentalmente, à flexão. O ensaio, definido pelas recomendações, para caracterizar este comportamento é um ensaio de flexão sob 4 pontos, em que os provetes têm a mesma espessura do que a estrutura real, um comprimento 20 vezes a espessura e uma largura maior ou igual a 8 vezes o comprimento da fibra.

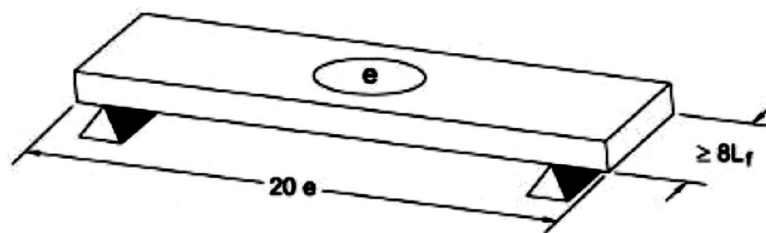


Fig.2.13 – Definição do Provette Ensaio para Placas Finas. [6]

O resultado do ensaio é um diagrama de força-deslocamento que é possível converter num diagrama de tensão-extensão, recorrendo a um processo análise inversa.

2.5.2.2. Ensaios em Placas Espessas

As recomendações consideram como placas espessas elementos cuja espessura é superior a 3 vezes o comprimento das fibras e em que o quociente entre o vão e a espessura do elemento seja maior ou igual a 10:

- $e > 3 L_f$;
- $L/e \geq 10$.

Três tipos de ensaio podem ser utilizados:

- Ensaio de flexão sob 3 pontos em prismas com entalhe; este tipo de ensaio normalmente fornece resultados desfavoráveis;
- Ensaio de tração direta em provetes com entalhe prismáticos ou cilíndricos;
- Ensaio de tração direta em provetes sem entalhe cujos resultados são fiáveis apenas para pequenos valores de fissuração.

Em relação aos prismas, usados nos ensaios de flexão sob 3 pontos, as suas dimensões variam conforme o comprimento das fibras utilizadas.

2.5.2.3. Vigas

Existe alguma variedade de ações que podem solicitar vigas. Por exemplo, ações de flexão longitudinal e transversal, corte, torção, pré-esforço e cargas localizadas.

A forma de melhor caracterizar estes elementos, segundo as recomendações, é através de ensaios de flexão em prismas com entalhe. Os resultados dos ensaios de flexão são convertidos, por análise inversa, na lei constitutiva do material, a qual é afetada de um coeficiente de redução $1/K$.

2.5.2.4. Lajes

As lajes não são consideradas um tipo de elemento estrutural distinto. Para caracterizar lajes espessas devem usar-se os mesmos ensaios das vigas, provetes prismáticos e, no caso de lajes finas, o processo é semelhante aos das placas finas.

3

O MATERIAL

3.1. INTRODUÇÃO

Conforme referido no primeiro capítulo, a investigação e ensaios que se pretendem efetuar no decorrer desta dissertação, visam melhorar a caracterização das propriedades mecânicas de um material concebido na sequência de uma colaboração LABEST/FEUP com a Universidade Nova de Lisboa.

Do material esperava-se a sua aplicabilidade em zonas de ancoragem e desvio de cabos de pré-esforço, nomeadamente nas zonas dos blocos de ancoragem de pontes construídas por avanços sucessivos (para ancoragem dos cabos inferiores de continuidade), zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço exterior como em carlingas de extremidade de pontes em caixão e, também, ser capaz de resistir aproximadamente a 10MPa à tração e, pelo menos, 60MPa à compressão. O Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras foi a solução que melhor se adequou a esses desafios. A sua elevada resistência fornece vantagens como a redução das dimensões da zona de ancoragem e a diminuição das armaduras de tração e de confinamento necessárias. Adicionalmente, procurou-se uma mistura auto-compactável para garantir um completo enchimento das cofragens e o envolvimento das armaduras de pré-esforço, sem necessidade de recurso à vibração [3].

O presente capítulo define o ponto de partida desta dissertação, caracterizando o material encontrado, identificando os seus materiais constituintes e apresentando os resultados obtidos na campanha de ensaios efetuados.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.2.1. COMPONENTES

O BEDRF, de características enumeradas no ponto 2.3.1 desta dissertação, foi preparado com misturas ternárias de cimento (CEM I 42.5 R) com densidade de 3.10 (Secil-Outão), filer calcário (BETOCARB P1 – OU) com densidade de 2.68 (Comital) e sílica de fumo (Centrilit Fume SX em suspensão com 50% de teor de sólidos) com densidade de 1.38 (MC-Bauchemie).

O tamanho médio das partículas de cimento e filer calcário é de 14.6 μm e 5.36 μm , respetivamente. As partículas da sílica de fumo apresentam uma dimensão 50 a 100 vezes inferior à das partículas do cimento.

O superplastificante utilizado foi o Sika Viscocrete 20HE (Sika) que é constituído por carboxilatos modificados e apresenta uma densidade de 1.08 e um teor de sólidos de 40%.

Foi empregue uma areia fina fornecida pela CONCREMAT que apresenta uma $d_{\max}=1$ mm e uma massa volúmica de 2630 kg/m³ (material seco). Esta areia, embora tenha feito parte de todas as composições da investigação anterior, não foi sempre aplicada ao longo dos trabalhos desta dissertação, devido à falta de material. Procurou-se a sua substituição por uma areia de granulometria semelhante. No entanto, mesmo com a limitação da areia, ainda foi possível betonar 4 placas finas com a areia da CONCREMAT (a partir deste momento designada por Areia A) e comparar os resultados com os obtidos em 4 placas com a nova areia (Areia B), esses resultados serão apresentados no próximo capítulo.

Foram aplicados três tipos de microfibras lisas de secção circular e com diferentes comprimentos (6mm, 9mm e 12mm), fornecidas KrampeHarex, provenientes da Alemanha.

No Quadro 3.1 apresentam-se as principais características das fibras utilizadas:

Quadro 3.1 – Tipos de Fibras Utilizados

Nome	Resistência à tração (MPa)	lf (mm)	df (mm)	lf/df
KrampeHarex DM	2100	6	0.175	34
		9	0.175	51
		12	0.175	69

3.2.1. NOTAS SOBRE OS MATERIAIS CONSTITUINTES

De forma a tornar mais clara a compreensão da influência dos materiais atrás indicados, considera-se importante uma pequena recapitulação de conceitos, tendo por base os textos sobre ligantes da disciplina de Materiais de Construção 2 [63].

De acordo com norma europeia EN 197-1, o cimento é um ligante hidráulico, ou seja, um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que ganha presa e endurece por reações e processos de hidratação e que, depois de endurecida, conserva a sua capacidade resistente e estabilidade, mesmo debaixo de água. Um cimento que respeite a norma referida é designado de CEM e, quando devidamente misturado com água e agregados, origina um betão ou argamassa.

A norma NP EN 197-1 ordena os cimentos em 5 grupos:

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

As diferenças fundamentais entre os cinco grupos encontram-se nos seus componentes:

- CEM I ou Cimento Portland: cimento apenas constituído por um único constituinte principal, o clínquer;
- CEM II ou Cimento Portland Composto: constituído por, pelo menos, cerca de dois terços de clínquer;
- CEM III ou Cimento de Alto Forno: constituído por clínquer e por mais 35% de escórias de alto forno, podendo esta quantidade chegar a 95%;
- CEM IV ou Cimento Pozolânico: constituídos por, pelo menos, 20% de clínquer e o restante por sílica de fumo, pozolana ou cinzas volantes;
- CEM V ou Cimento Composto: constituído por, pelo menos, 20% de clínquer e pelo menos 18% de escórias sendo o restante pozolana e/ou cinza volante siliciosa.

De um ponto de vista estrutural, a resistência mecânica do cimento é seguramente a propriedade mais importante. As normas NP EN 197-1 e NP 4326 classificam os cimentos em termos de resistência, cimentos de endurecimento normal e rápido. Os cimentos de endurecimento rápido são aqueles cuja resistência é elevada aos primeiros dias a passo que os normais demoram mais tempo para atingir a mesma resistência. Os valores característicos são apresentados no Quadro 3.2:

Quadro 3.2 – Valores Característicos

Classe de Resistência	Resistência à compressão (MPa)		
	Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência
	2 dias	7 dias	28 dias
32,5 N	-	$\geq 16,0$	$\geq 32,5$
32,5 R	$\geq 10,0$	-	$\leq 52,5$
42,5 N	$\geq 10,0$	-	$\geq 42,5$
42,5 R	$\geq 20,0$	-	$\leq 62,5$
52,5 N	$\geq 20,0$	-	$\geq 52,5$
52,5 R	$\geq 30,0$	-	-

Durante a amassadura, é possível adicionar ao betão um material inorgânico finamente dividido com a finalidade de melhorar as suas propriedades designado por adição.

O filer calcário e a sílica de fumo são dois exemplos de tipos diferentes de adição. No primeiro caso trata-se de uma adição quase inerte e, no segundo, uma adição com propriedades pozolânicas.

Um filer é um material finamente moído que produz efeitos benéficos no betão devido às suas propriedades físicas. Temos como exemplos dessas propriedades a trabalhabilidade, a densidade, a permeabilidade, a capilaridade, a exsudação e a tendência para a fissuração. O filer calcário, quando suficientemente moído e corretamente misturado com o cimento, pode ser utilizado para reduzir a dosagem de água, pelo facto de melhorar a granulometria do total das partículas a incorporar no betão.

A sílica de fumo é um subproduto da preparação do metal silício ou de ligas de silício, especialmente de ferro-silício. As reações químicas envolvidas no fabrico do metal silício são complexas. Uma delas origina a formação de monóxido de silício (SiO) que, quando oxida, forma o dióxido de silício (SiO₂) e condensa em pequenas esferas de sílica amorfa. Estas partículas, presentes nos gases de escape, são captadas em filtros antes da sua saída para a atmosfera, designando-se por sílica de fumo ou microssílica. O diâmetro das partículas de sílica de fumo é da ordem dos 0,01-0,5 µm, cerca de 100 vezes inferior ao do cimento Portland.

Pelo facto de ter uma elevada superfície específica e um grande teor de SiO₂ é capaz de acelerar as reações pozolânicas aos primeiros dias. As suas partículas microscópicas têm um efeito de filler na pasta de cimento, preenchendo os espaços entre os grãos de cimento e, portanto, reduzem o volume de vazios.

Assim, é possível obter poros capilares muito mais finos, o que se traduz numa menor permeabilidade e, portanto, maior durabilidade.

Os superplastificantes são fundamentais numa mistura auto-compactável. Os superplastificantes à base de policarboxilatos provaram ser aqueles que conferem melhores propriedades e são normalmente mais utilizados. Os superplastificantes são produtos químicos que melhoram propriedades como a trabalhabilidade e resistência aos primeiros dias. Estes produtos promovem, com doses moderadas, a redução das dosagens de água sem efeitos secundários, ao mesmo tempo que aumentam a capacidade de escoamento do material [46].

3.2.3. CARACTERÍSTICAS DOS COMPONENTES

Em relação ao cimento CEM I 42,5 R, apresentam-se no Quadro 3.3 os resultados do controlo estatístico:

Quadro 3.3 – Caracterização do CEMI 42,5 R fornecido pela SECIL.

Ensaio Mecânicos (MPa)		Ensaio Químicos (%)		Ensaio Físicos	
Res. à flexão 2 dias	6,1	SiO ₂	19,82	Massa Volúmica	3010 kg/m ³
		Al ₂ O ₃	4,22		
Res. à flexão 7 dias	7,8	Fe ₂ O ₃	3,40	Superfície Específica	4112 kg/m ³
		CaO total	62,66		
Res. à flexão 28 dias	8,9	MgO	2,21	Resíduo 45 µm	2%
		SO ₃	3,47		
Res. à compressão 2 dias	33,4	Perda ao fogo	3,0	Água na Pasta Normal	28,7 %
Res. à compressão 7 dias	46,6	Cloretos	0,03	Tempo de Início de Presa	127 min
		Cal Livre	1,28		
Res. à compressão 28 dias	58,1	Resíduo Insolúvel	1,1	Tempo de Fim de Presa	162 min

Na figura seguinte apresenta-se a curva de distribuição granulométrica, em termos de volume, do cimento utilizado e na Fig. 3.2 uma imagem obtida através de um microscópio eletrónico de varrimento. A curva de distribuição granulométrica do cimento foi determinada através da técnica de difração laser.

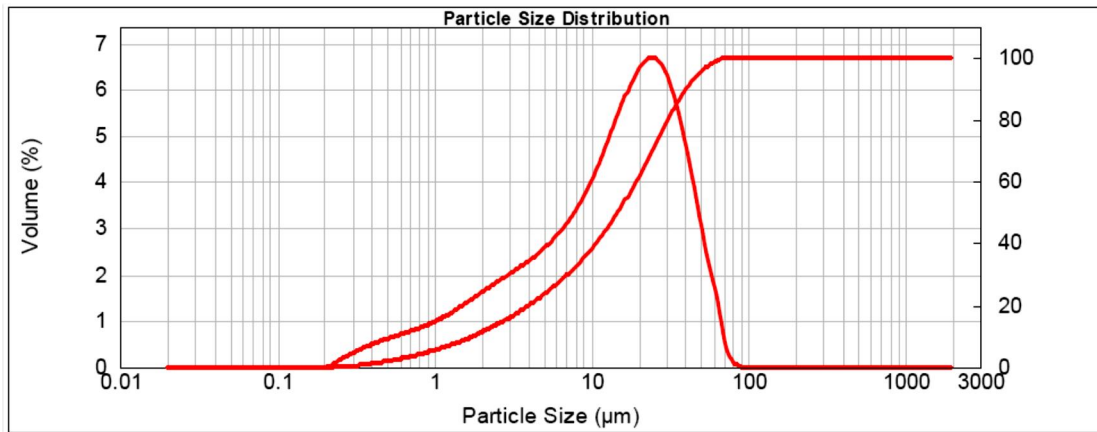


Fig. 3.1 – Curva granulométrica do CEM I 42.5R: distribuição do volume de partículas em função do tamanho e distribuição do volume de partículas acumulado.

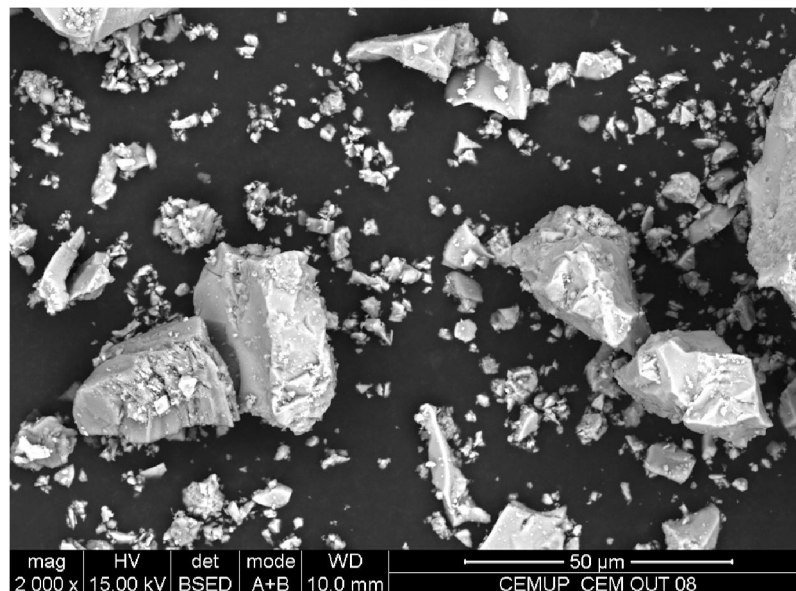


Fig. 3.2 – CEM I 42.5R observado num microscópio eletrónico de varrimento com uma ampliação de 2000 x.

No Quadro 3.4 apresentam-se as características do filer calcário utilizado BETOCARB P1–OU da Comital:

Quadro 3.4 – Caracterização do Filer Calcário fornecido pela Comital.

Ensaio Químicos (%)	
CaCO ₃	99
MgCO ₃	0,3
Fe ₂ O ₃	0,02
Insolúveis em HCl	0,2
Sulfatos solúveis em Ácido	< 0,05
Cloretos	< 0,001
Enxofre Total	< 0,04
Ensaio Físicos	
Massa Volúmica	2680 kg/m ³
Densidade Aparente	900 kg/m ³
Teor de Humidade	0,1 %
Azul de Metileno	0,06 g/ 100 g
Partículas < 2 mm	100%
Partículas < 125 µm	99%
Partículas < 63 µm	85%

Na figura seguinte apresenta-se a curva de distribuição granulométrica, em termos de volume, do cimento utilizado e na Fig.3.4 uma imagem obtida através de um microscópio eletrónico de varrimento.

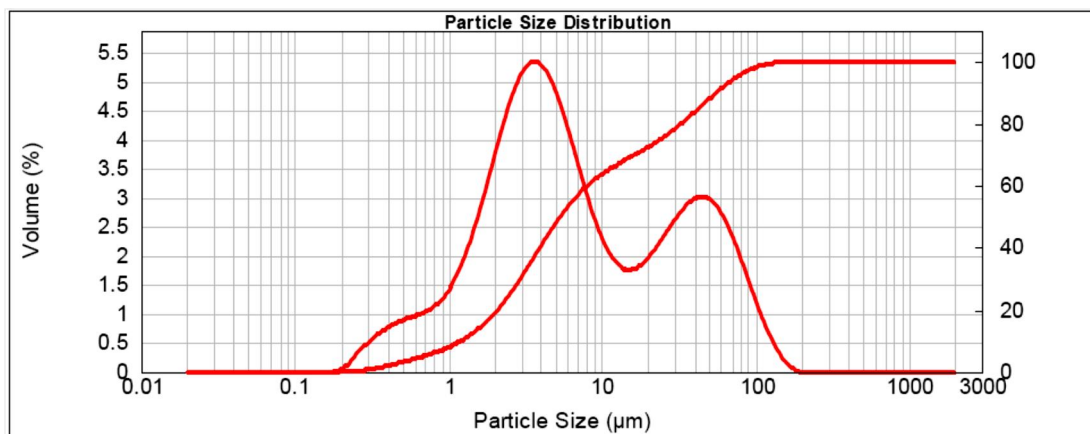


Fig. 3.3 – Curva granulométrica do filer calcário: distribuição do volume de partículas em função do tamanho e distribuição do volume de partículas acumulado.

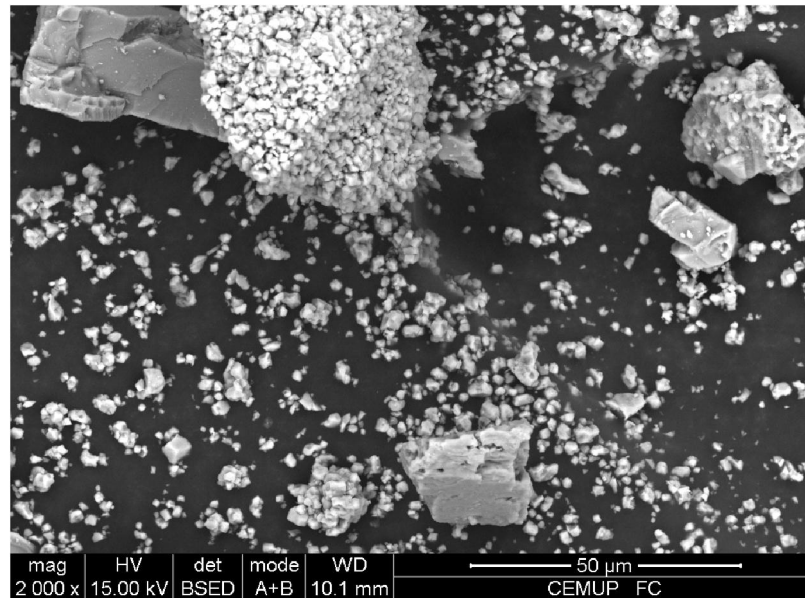


Fig. 3.4 – Fíler calcário observado num microscópio electrónico de varrimento com uma ampliação de 2000 x.

A sílica de fumo utilizada foi a Centrilit Fume SX em suspensão com 50% de teor de sólidos, fornecida pela MC-Bauchemie, que apresenta uma densidade de 2,68. As partículas de sílica de fumo distinguem-se pela sua forma perfeitamente esférica e com dimensões 50 a 100 vezes inferiores ao tamanho das partículas de cimento, tal como se ilustra na Fig. 3.5.

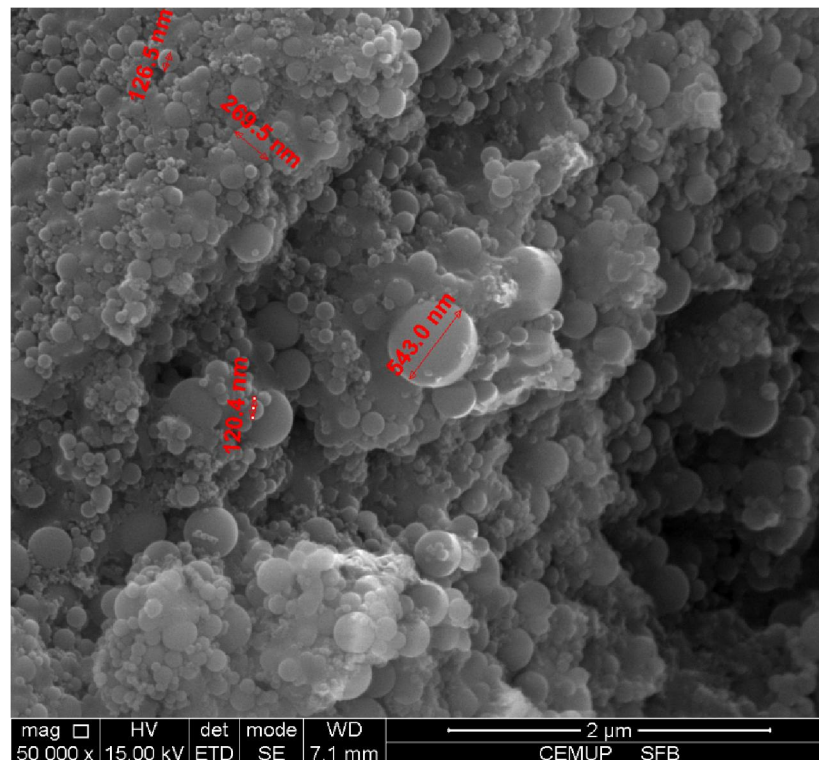


Fig. 3.5. – Sílica de fumo observada num microscópio electrónico de varrimento com uma ampliação de 50000 x.

Neste trabalho utilizaram-se duas areias finas naturais. A Areia A fornecida pela CONCREMAT que apresenta uma massa volúmica de 2630 kg/m³ (material seco) e uma absorção de 0.3%. A Areia B é semelhante a esta, trata-se também uma areia natural proveniente das dunas de Ovar, com uma massa volúmica e uma absorção de 2630 kg/m³ e 0.2%, respetivamente. Na Fig. 3.6 comparam-se as respetivas curvas granulométricas, onde se pode observar que as areias A e B têm uma distribuições granulométricas bastante próximas.

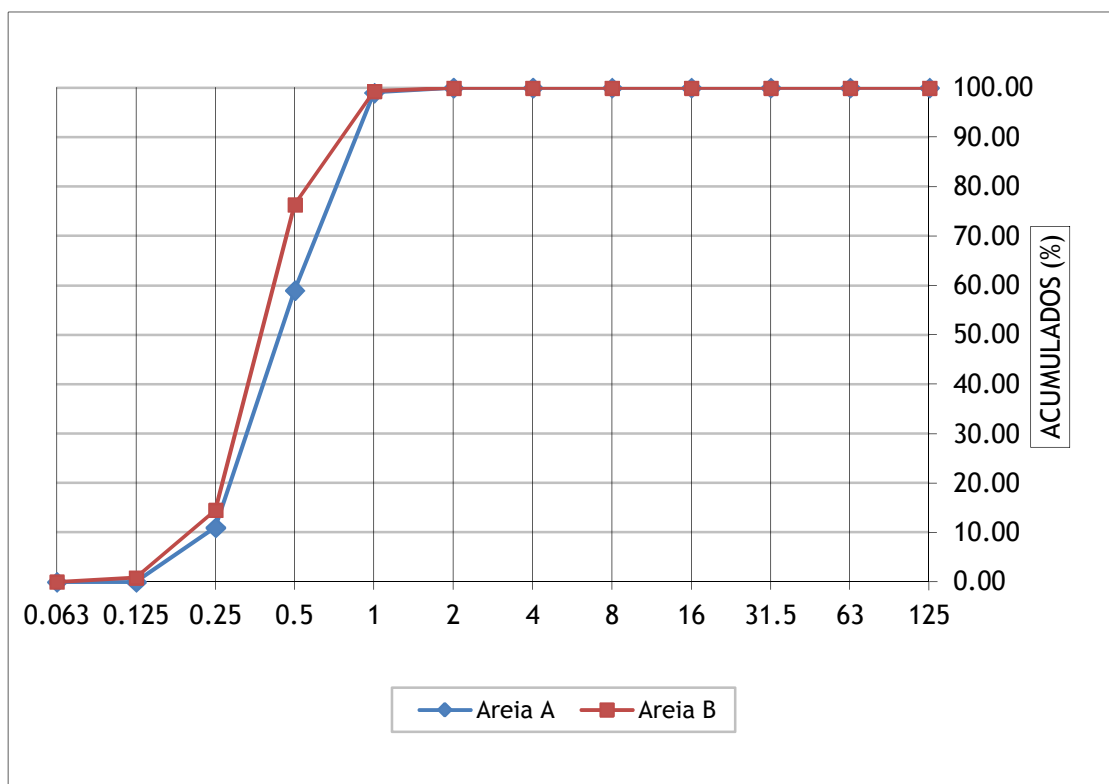


Fig. 3.6. – Curvas granulométricas das areias A e B.

Algumas propriedades do superplastificante Sika Viscocrete 20HE são expostas no quadro que se segue:

Quadro 3.5 – Propriedades do Superplastificante fornecidas pela Sika.

Sika Viscocrete 20HE	
Base	Solução aquosa de polímeros acrílicos modificados
Aspetto	Líquido Castanho Claro, Turvo
Massa Volúmica	1,08 ± 0,02 kg/dm ³
pH	4,3 ± 1,0
Teor de Sólidos	40,0 ± 2,0%.
Teor em Cloretos	≤ 0,1 %

3.3. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA E ENSAIOS REALIZADOS

3.3.1. AMASSADURA

A amassadura do material seguiu o procedimento indicado no esquema da Fig.3.7. Quando comparado com um procedimento habitual de argamassas auto-compactáveis, verificam-se maiores tempos de amassadura, cujo objetivo é garantir uma boa dispersão das partículas de sílica de fumo. Contudo, esta mesma necessidade pode ser apontada como uma desvantagem deste material.

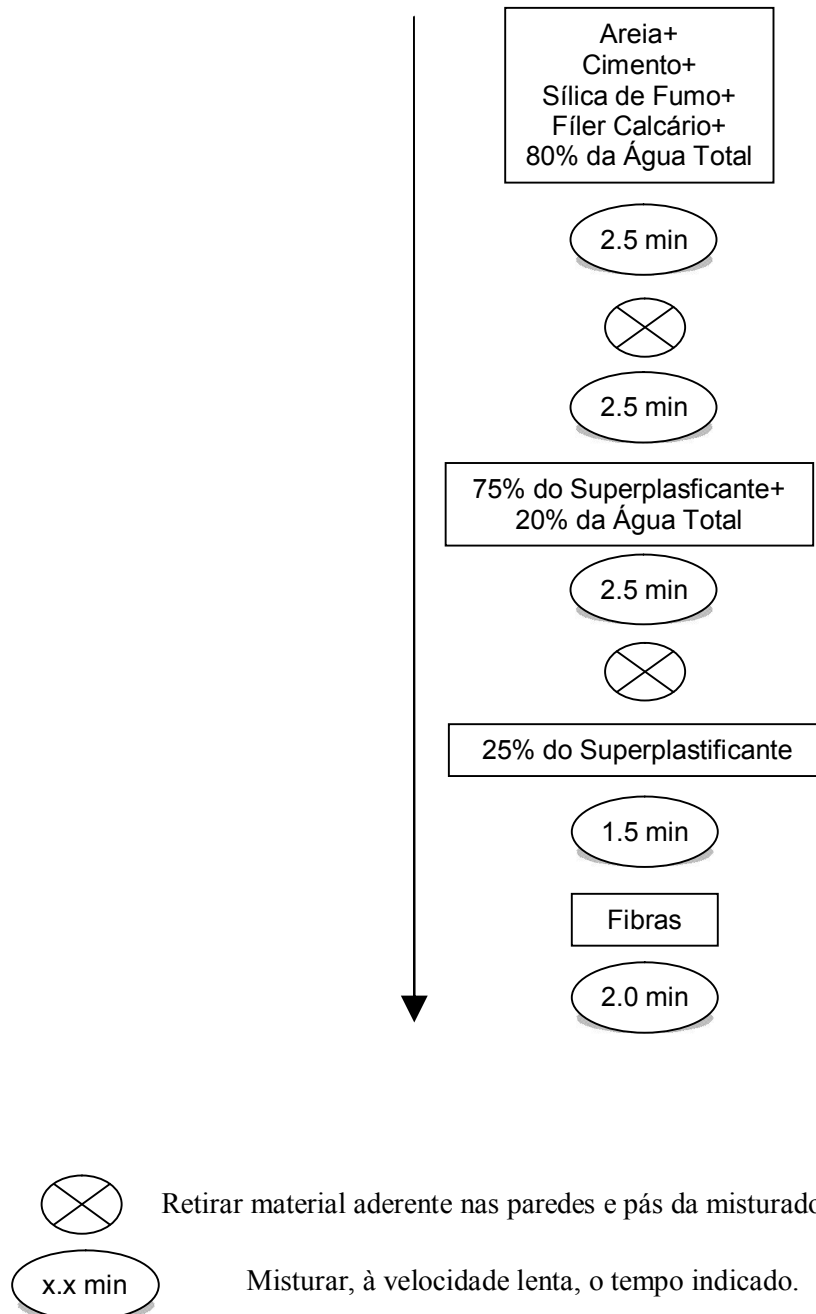


Fig.3.7 – Esquema Ilustrativo do Procedimento de Amassadura.

Na figura que se segue, pretende-se evidenciar a aparência de cada componente da mistura isoladamente. Ilustra-se o aspeto do cimento (CEM I 42,5 R) (Fig.3.8(a)), do fíler calcário (BETOCARB P1 – OU) (Fig.3.8(b)), da areia (Fig.3.8(c)), das fibras de 9mm (KrampeHarex DM) (Fig.3.8(d)), da sílica de fumo em suspensão (Centrilit Fume SX) (Fig.3.8(e)) e do superplastificante (Sika Viscocrete 20HE) (Fig.3.8(f)).



Fig.3.8 – (a) Cimento (CEM I 42,5 R), (b) Fíler calcário (BETOCARB P1 – OU), (c) Areia, (d) Fibras de 9mm (KrampeHarex DM), (e) Sílica de fumo em suspensão (Centrilit Fume SX), (f) Superplastificante (Sika Viscocrete 20HE).

O aspeto das diferentes fases ao longo do processo de amassadura está resumido no conjunto de imagens da Fig.3.9.



Fig.3.9 – Diferentes fases do processo de amassadura.

No estado fresco, realizaram-se, para cada amassadura, os ensaios de espalhamento e do funil-V à escala reduzida, descritos no subcapítulo 2.4. Os resultados destes ensaios serão apresentados à frente.

3.3.2. ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO DO ESTADO ENDURECIDO

Em relação ao estado endurecido, as tensões de rotura à tração e compressão foram avaliadas em 3 prismas para cada mistura com dimensões $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ e adicionalmente, para a mistura que revelou melhor desempenho, a resistência à tração foi avaliada através do ensaio de compressão diametral em 3 provetes cilíndricos ($h=100 \text{ mm}$; $\varnothing=100 \text{ mm}$). Os provetes foram desmoldados com 1 dia de idade e colocados numa câmara húmida à temperatura de 20°C e 100% de humidade relativa, até aos 7 dias de idade.

Como previamente explicado, no ponto 2.5.1 desta dissertação, a resistência mecânica do material depende, em elevado grau, das condições de amassadura, da preparação dos provetes e da natureza do ensaio escolhido.

O ensaio de prismas $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ não faz parte daqueles que têm sido utilizados para caracterizar o BEDRF. O objetivo fundamental foi comparar as diferentes misturas, sendo que os valores das resistências obtidos não são rigorosos, porém evidenciam quais aquelas que têm um melhor comportamento mecânico. Trata-se de um ensaio de flexão sob 3 pontos e consiste na aplicação de uma carga vertical no meio-vão até à rotura, registando-se a força máxima de rotura por flexão.

Fazendo a determinação da carga máxima de rotura por flexão para cada provete e, depois de calculada a média dos três valores, a resistência à flexão é dada por $f_t(4 \times 4 \times 16), \text{fl}$.

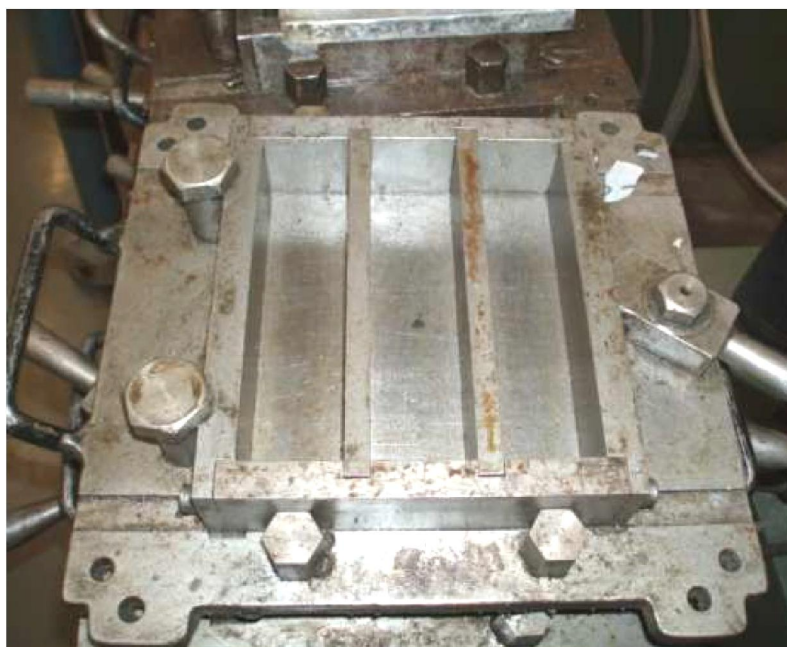


Fig.3.10 – Molde para provetes $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$. [63]

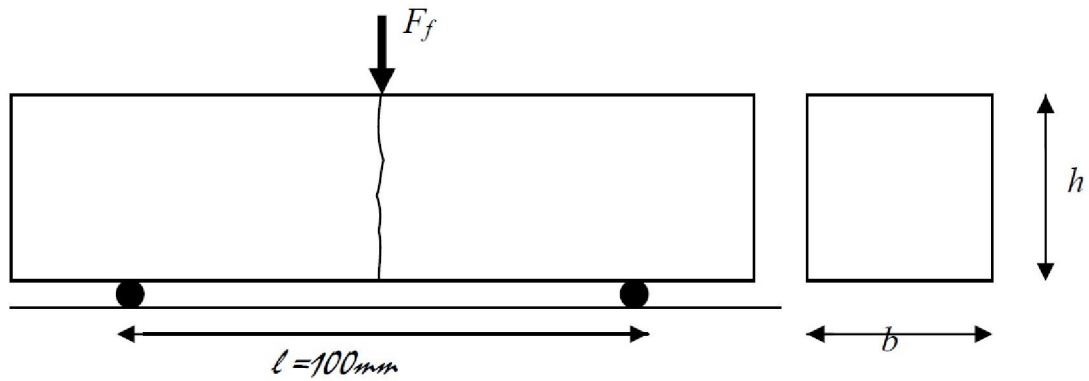


Fig.3.11 – Esquema de ensaio. [63]

Admitindo que a carga máxima acontece na fase elástica:

$$f_t(4 \times 4 \times 16) = \frac{1.5 \times F_f \times l}{b^3} \quad (3.1)$$

Os meios prismas resultantes do ensaio anterior são ensaiados à compressão. Em cada provete é aplicada uma carga gradualmente crescente até à rotura do provete, registando-se a força máxima de rotura por compressão.

A resistência à compressão é dada por:

$$f_c(4 \times 4 \times 16) = \frac{F_c}{40 \times 40} \quad (3.2)$$



Fig.3.12 – Exemplo de ensaio de Compressão no meio prisma. [63]

O ensaio de compressão diametral, utilizado na caracterização de uma composição, consiste na aplicação de cargas uniformemente distribuídas ao longo de duas geratrizes opostas de um cilindro.

Na realidade, o contacto das forças aplicadas não se faz ao longo de uma geratriz, há uma zona de contacto com pratos da máquina de ensaio com uma largura que deve ser inferior a 0.1 x diâmetro. Na imagem que segue pode-se observar um esquema representativo do ensaio.

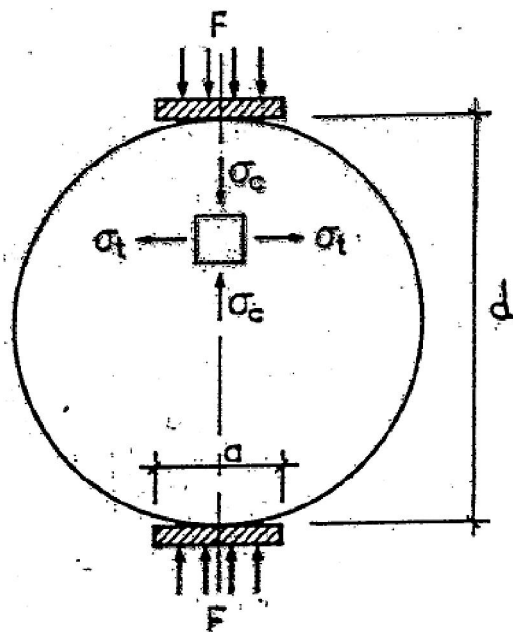


Fig.3.13 – Ensaio de Compressão Diametral. [64]

A tensão de rotura por tração é calculada através da equação 3.3:

$$f_{t,cd} = \frac{2 \times F}{\pi \times d \times l} \quad (3.3)$$

3.4. RESULTADOS OBTIDOS

3.4.1. COMPOSIÇÃO DE REFERÊNCIA (SEM FIBRAS)

À composição de referência sem fibras foi exigido um valor de 0.25 para a razão água cimento (w/c) e 40 % para o conteúdo em areia (Vs/Vm). Para além disso, foi imposto que o diâmetro de espalhamento fosse na ordem dos 300 mm, de modo a assegurar as propriedades de auto-compatibilidade. Relembrem-se os valores ótimos para o estado fresco: Desp = 312.5 mm e Tfunil = 28 s. Foram avaliadas e estudadas algumas composições, procurando-se aquela que melhor satisfazia os requisitos de desempenho no estado fresco. No Quadro 3.6 apresenta-se a composição seleccionada e que foi tomada como referência nos estudos que se seguiram em que foram incluídas fibras.

Quadro 3.6 – Composição de Referência sem Fibras

Razões		Materiais constituintes (kg/m ³)		Estado fresco		Estado endurecido, 7 dias (MPa)	
w/c	0,25	cimento	810,60	Desp (mm)	298,50	ft(4x4x16),fl	17,28
sf/c	5%	silica fumo	81,06				
Vw/Vp	0,510	filler calcário	317,58				
Vs/Vm	40%	areia fina	1040,00	Tfunil (s)	15,98	fc(4x4x16)	99,09
Sp/p	0,95%	água	156,80				
		superplastificante	11,16				

3.4.2. COMPOSIÇÃO COM USO EXCLUSIVO DE UM TIPO DE FIBRAS

De modo a avaliar a influência da inclusão das fibras, quer no estado fresco como no endurecido, foram elaboradas composições com dosagens crescentes de fibras DM 9/0.175. Mantendo o volume da mistura constante, à medida que foram adicionadas fibras, o correspondente volume de areia foi sendo retirado.

Através do fator de forma, apresentado na equação 3.4., é possível ter ideia da influência que o volume de fibras tem na trabalhabilidade. Fazendo variar apenas o volume das mesmas na mistura, deixando constante os parâmetros: comprimento das fibras l_f e diâmetro das fibras d_f .

$$\text{Fator de Forma } (\chi) = \frac{V_f \times l_f}{d_f} \quad (3.4)$$

No gráfico que se segue, apresenta-se a variação do diâmetro de espalhamento em função do fator de forma, onde é notória a perda da trabalhabilidade para volumes crescentes de fibras. Essa perda é quase impercetível até ao valor 1 no fator de forma, seguindo-se uma fase de diminuição aproximadamente linear e, depois, uma redução drástica para valores acima de 2.

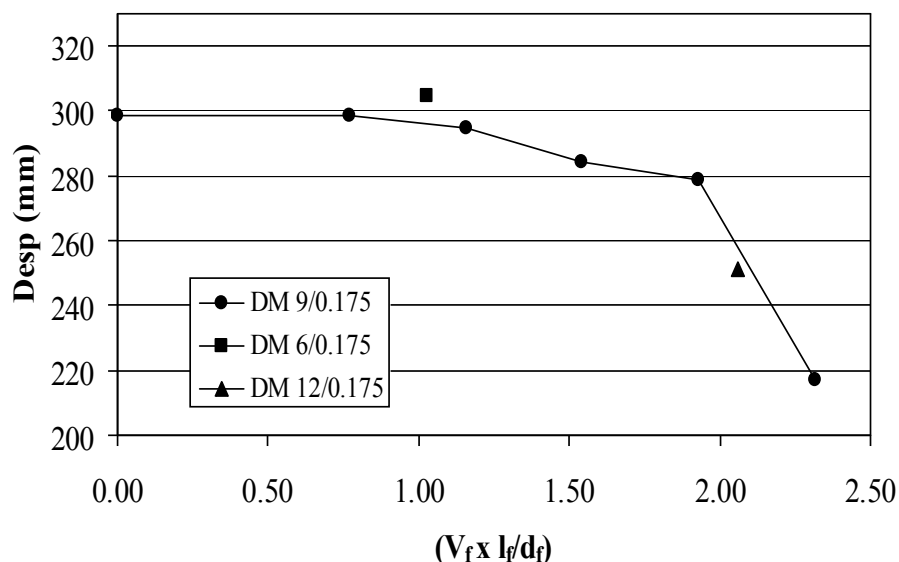


Fig.3.14 – Variação do diâmetro de espalhamento em função do fator de forma. [3]

Os resultados deste ensaio podem ser vistos em pormenor no relatório técnico [3]. Nesta dissertação é importante referir que foi notado que a partir da dosagem de 3.75 % de fibras a forma da área de espalhamento deixou de ser circular e verificou-se uma distribuição não uniforme das fibras. Em baixo ilustra-se esse fenómeno.

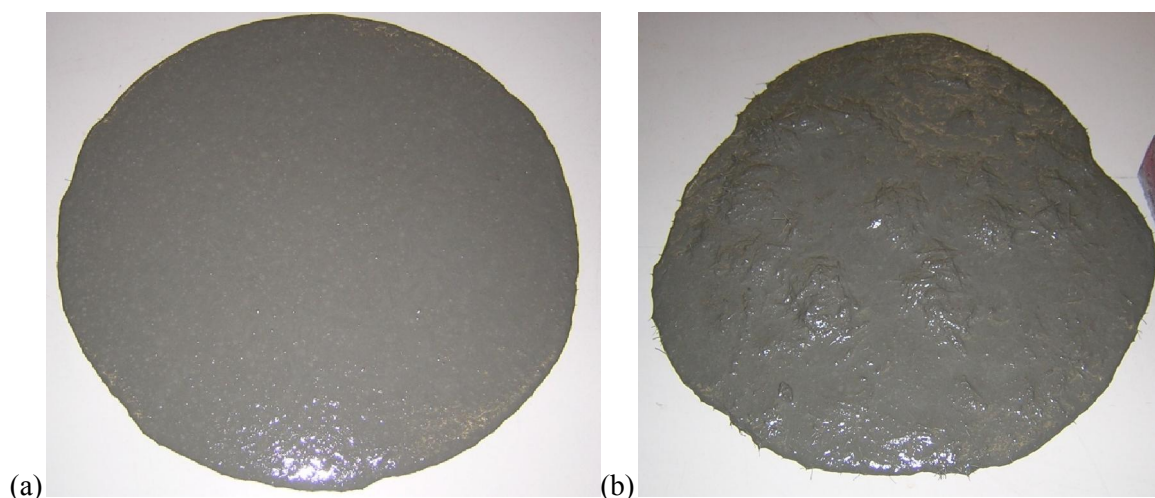


Fig.3.15 – Área de Espalhamento: (a) circular, trabalhabilidade adequada; (b) não circular, trabalhabilidade insuficiente. [3]

No quadro que se segue pode-se observar o modo como se vão alterando os resultados de espalhamento e resistência à medida que soube a percentagem de fibras de 9mm na composição.

Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios para diferentes dosagens de fibras de 9mm.

Dosagem de Fibras	1.50%	2.25%	3.00%	3.75%	4.50%
Materiais constituintes (kg/m ³)					
cimento	810,60	810,60	810,60	810,60	810,60
silica fumo	81,06	81,06	81,06	81,06	81,06
filer calcario	317,58	317,58	317,58	317,58	317,58
areia fina	1000,55	980,82	961,10	941,38	921,65
agua	156,80	156,80	156,80	156,80	156,80
superplastificante	11,16	11,16	11,16	11,16	11,16
fibras	117,75	176,63	235,50	294,38	353,25
Estado fresco					
Desp (mm)	298,5	294,5	284,5	279,0	217,0
Tfunil (s)	16,94	17,00	23,02	33,34	--
Estado endurecido, 7 dias					
ft(4x4x16) (MPa)	24,76 (17,6%)	26,96 (10,5%)	41,1 (4,5%)	43,7 (23,1%)	44,4 (24,3%)
fc(4x4x16) (MPa)	116,0 (1,1%)	120,0 (2,2%)	126,8 (2,2%)	137,0 (1,2%)	145,0 (3,2 %)

A análise do quadro anterior indica o volume de fibras de 3% como um bom compromisso entre a resistência mecânica e a trabalhabilidade. O quadro que se segue apresenta os resultados dos ensaios de caracterização de três composições em tudo semelhantes, nas quais se manteve constante o volume dos seus materiais constituintes, sendo que a variação se encontra apenas no comprimento das fibras utilizadas.

Quadro 3.8 – Resultados dos Ensaios de Caracterização para Composições com diferentes tipos de fibras ($V_f=3\%$).

Caraterização\Tipo de Fibras	6 mm	9 mm	12 mm
Estado Fresco			
Desp (mm)	304.5	284.5	251.5
Tfunil (s)	20.32	23.02	—
Estado Endurecido (7dias)			
$f_t(4 \times 4 \times 16)$ (MPa)	21.41	41.1	52.71
$f_c(4 \times 4 \times 16)$ (MPa)	120.53	126.8	137.6

No gráfico da Fig.3.14 foi possível observar uma perda clara de trabalhabilidade à medida que o volume de fibras aumentava. Agora, pela tabela anterior conclui-se que, para um volume constante fibras (3%), também existe uma perda de trabalhabilidade à medida que se utilizam fibras mais compridas.

Com o aumento do comprimento das fibras o valor diâmetro de espalhamento vai-se afastando cada vez mais do valor ótimo ($\text{Desp} = 312.5$ mm), no caso das fibras de 12 mm houve uma perda drástica de trabalhabilidade. Em relação ao tempo no funil este valor não é muito relevante uma vez este tipo de material tem uma baixa dosagem de água e, portanto, um pequeno risco de segregação, no caso das fibras de 12 mm não existe registo do valor pois ocorreu um bloqueio causado por aglomeração de fibras no orifício de saída.

A resistência mecânica parece seguir no sentido contrário ao da trabalhabilidade, uma vez que se verifica uma melhoria à medida que comprimento das fibras aumenta. Lembra-se que estes valores são relativos, devido ao tipo de ensaio utilizado, e servem apenas para comparar as diferentes composições, não representando a resistência real do material. No entanto, valores mais elevados certamente são indicativos de maiores resistências reais.

Admite-se que a composição com fibras de 9mm é a que apresenta um melhor equilíbrio, atingindo uma importante resistência mecânica sem comprometer a trabalhabilidade do material. Por isso, nos dois capítulos que se seguem esta composição será submetida a ensaios mais adequados com o objetivo de melhorar a sua caracterização mecânica, sendo que o foco desses ensaios será o comportamento à tração.

No quadro 3.9 apresenta-se, então, a composição exata do material que será avaliado ao longo desta dissertação.

Quadro 3.9 – Composição com Fibras de 9mm

Materiais constituintes (kg/m ³)		Estado fresco		Estado endurecido, 7 dias (MPa)	
cimento	810,60	Desp (mm)	284,5	ft(4x4x16)	41,1
silica fumo	81,06				
filer calcário	317,58				
areia fina	961,10				
água	156,80	Tfunil (s)	23,02	fc(4x4x16)	126,8
superplasticante	11,16				
fibras	235,50				

Para o caso da composição anterior a resistência à tração aos 7 dias foi também avaliada através do ensaio de compressão diametral. Os resultados obtidos estão organizados no quadro que se segue:

Quadro 3.10 – Resultados da Compressão Diametral da Composição com Fibras de 9mm

ft,cd dias (MPa)			
Provete 1	Provete 2	Provete 3	Média
14.4	16.7	8.4	13.2

Através da análise do quadro anterior torna-se evidente que os valores de resistência à tração obtidos são bastante inferiores aos alcançados nos ensaios dos prismas 4x4x16 cm³. Mais uma vez, não se encontrou registo deste tipo ensaio em caracterizações de betões com fibras. Como veremos posteriormente, os resultados dos ensaios mais adequados identificam uma resistência de menor ordem de grandeza e portanto, acredita-se, que o valor de 13.2 MPa assim obtido esteja mais próximo da verdadeira capacidade do material.

No decorrer desta dissertação, aquando das betonagens dos provetes das placas finas e WST foram, também, moldados alguns prismas 4x4x16 cm³ com intuito de verificar se os valores se mantinham semelhantes aos do quadro 3.9. O objetivo era garantir que o material que se caracterizava nos ensaios mais adequados correspondesse, de facto, àquele que foi apresentado.

Relembra-se que houve a substituição da areia utilizada e a necessidade de avaliar essa modificação, por isso os ensaios de prismas 4x4x16 cm³ ao longo dos trabalhos desta dissertação foram bastante importantes, pois permitiram fazer a ligação com os resultados anteriores.

Para além disso, sugeriram alguns problemas com a misturadora utilizada, forçada a trabalhar no limite das suas capacidades para os volumes pretendidos. Foi evidente que era necessário uma grande energia para efetuar a amassadura, sendo que, algumas vezes, as pás pararam de girar repentinamente, o que podia ter danificado a mistura. Estes acontecimentos atribuem mais uma razão à realização de ensaios em primas 4x4x16 cm³, de forma a averiguar se as pequenas variações no processo de amassadura não introduzem modificações aos valores apresentados no quadro 3.9.

Os resultados desses ensaios são apresentados no quadro 3.11:

Quadro 3.11 – Resultados em primas 4x4x16 cm³ com fibras de 9mm obtidos no contexto dos trabalhos desta dissertação.

Número de Prismas Ensaiaados	2	3	2
Tipo de Areia	A	B	B
Idade	7 dias	7 dias	28 dias
ft(4x4x16) (MPa)	41.16	32.94	53.68
fc(4x4x16) (MPa)	144.78	132.04	174.62

No quadro anterior, a primeira areia utilizada é designada por A, sendo a B aquela que a substituiu. Observando os primeiros valores nota-se que os mesmos são bastante semelhantes aos do quadro 3.9 e, portanto, os pequenos problemas que ocorreram durante o processo de amassadura não tiveram qualquer efeito na resistência do material.

Por outro lado, a substituição da areia parece ter causado uma diminuição ligeira da resistência mecânica, uma vez que os resultados aos 7 dias são significativamente mais baixos que os antecedentes. Os ensaios nas placas finas, efetuados com os dois tipos de areia, permitiram avaliar se se trata de uma perda real de resistência e se essa perda é significativa.

Os dados apresentados em terceiro lugar permitem antever que a resistência alcançada aos 28 dias será bastante superior e será com essa idade que os ensaios dos capítulos seguintes serão efetuados, de maneira a averiguar a resistência máxima alcançada pelo material.

Aos 7 dias e usando a Areia B foi, também, realizado um ensaio de compressão diametral sendo 11.95 MPa o correspondente valor da resistência à tração obtido. Este valor também indica uma diminuição em relação aos valores do quadro 3.10 obtidos com a Areia A. No entanto só os ensaios dos capítulos seguintes permitirão avaliar esta perda de resistência causada pela substituição da areia.

3.4.3. COMPOSIÇÕES COM COMBINAÇÕES DE FIBRAS

No âmbito deste trabalho foi também avaliada a influência da inclusão de fibras com diferentes comprimentos numa mistura, mantendo constante o seu volume (3%).

Para além das três composições apresentadas no quadro 3.8, em que apenas um tipo de fibras fazia parte da composição, foram avaliadas mais sete composições, nas quais se combinaram diferentes tipos e pesos de fibras, sendo constante o seu volume total. Os resultados para os diferentes casos são apresentados no quadro que se segue.

Quadro 3.12 – Resultados dos Ensaio de Caracterização para Composições com combinações de Fibras (Vf=3%)

Combinações							
	I	II	III	IV	V	VI	VII
6mm	0.5%	1.0%	0.5%	2.0%	1.5%	0.0%	1.5%
9mm	0.5%	1.0%	2.0%	0.5%	1.5%	1.5%	0.0%
12mm	2.0%	1.0%	0.5%	0.5%	0.0%	1.5%	1.5%
Estado Fresco							
Desp (mm)	267.5	285	290	290.5	305.5	288.5	291
Tfunil (s)	64.78	42.38	42.06	29.1	25.15	33.63	38.44
Estado Endurecido (7dias)							
ft(4x4x16) (MPa)	50.82	48.86	45.37	35.11	34.76	54.95	48.84
fc(4x4x16) (MPa)	135.33	133.12	133.84	127.89	128.29	140.08	137.1

Em concordância com o que se tem vindo a notar ao longo deste capítulo, os resultados do quadro parecem também indicar resistências mais elevadas para maiores dosagens de fibras de 12 mm e menores resistências quando o volume de fibras de 6 mm é mais significativo.

Analisando o quadro de forma global verifica-se que o comportamento do material melhora com a combinação de fibras de diferentes tamanhos. Quase todos os valores de resistência são superiores aos da composição com 3% de fibras de 9mm ($f_t(4x4x16) = 41.1$ e $f_c(4x4x16) = 126.8$) sem que seja notada uma variação significativa da trabalhabilidade.

Estes resultados sugerem benefícios na utilização de fibras de diferentes tamanhos numa mesma mistura. O que, de alguma forma, se compreende, uma vez que as fibras mais pequenas são mais eficientes a absorver as tensões da microfissuração, pois têm um menor tamanho e existem em maior número do que o mesmo volume de fibras maiores. À medida que a microfissuração vai aumentando e dando lugar a fissuras cada vez maiores, as fibras de maior comprimento tornam-se mais ativas.

No entanto, são necessários estudos que otimizem a mistura e encontrem a combinação ideal, de forma a tirar o maior partido do material. Os gráficos circulares apresentados de seguida estão organizados de forma a possibilitar uma melhor compreensão da contribuição de cada tipo de fibras na mistura e a resistência à tração alcançada.



Fig.3.16 – Resistência à tração por flexão obtida em prismas 4x4x16 cm e contribuição de cada tipo de fibras.

Pela análise da Fig.3.16 torna-se claro o predomínio das fibras de 6 mm nas composições menos resistentes, assim como se nota que são alcançados melhores comportamentos com maiores

percentagens de fibras de 12 mm, sendo que os últimos gráficos têm grandes áreas correspondentes a esse tipo de fibras.

A última composição com fibras de 9 e 12 mm (mistura VI do quadro 3.12) não se afasta, em termos de resistência, da composição que tem a intervenção unicamente das fibras de 12 mm, apresentada no quadro 3.8. Neste caso, a maior vantagem da combinação de fibras relaciona-se com a trabalhabilidade, que é bastante melhorada.

No gráfico de barras que se segue comparam-se as resistências à tração por flexão das várias composições:

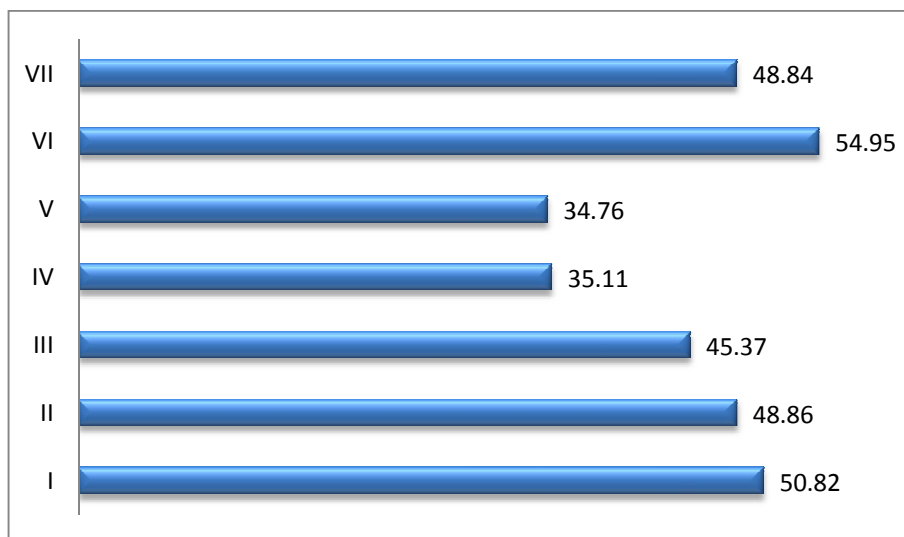


Fig.3.17 – Diferentes resistências à tração por flexão alcançadas nos prismas 4x4x16 cm³ (MPa).

Acredita-se ser a resistência à tração o grande trunfo deste material, em simultâneo com a elevada durabilidade e enorme resistência à compressão, bastante superior à dos betões tradicionais. No gráfico anterior, a composição VI é a que consegue algum destaque nesse sentido e, por isso, pensa-se ser aquela que melhor representará as potencialidades deste material. Esta mistura foi a selecionada para ser melhor caracterizada nos ensaios dos capítulos que se seguem.

O quadro seguinte apresenta a composição da mistura escolhida:

Quadro 3.13 – Composição com Fibras de 9mm e 12mm

Materiais constituintes (kg/m ³)		Estado fresco		Estado endurecido, 7 dias (MPa)	
cimento	810,60	Desp (mm)	288,5	ft(4x4x16)	54,95
silica fumo	81,06				
filer calcário	317,58				
areia fina	961,10				
água	156,80	Tfunil (s)	33,63	fc(4x4x16)	140,08
superplastificante	11,16				
Fibras 9 mm	117,75				
Fibras 12 mm	117,75				

No decorrer dos trabalhos desta dissertação também foram ensaiados 3 prismas $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, preparados com a Areia B. No entanto, desta vez, utilizou-se uma misturadora de maior capacidade de modo a que fosse possível fabricar vários provetes (destinados aos ensaios dos dois capítulos que se seguem) de uma só vez. Para além disso houve a necessidade de aumentar cerca 10% a razão água/cimento e modificar os tempos de amassadura de forma a atender a dificuldades que no momento foram surgindo. Foi evidente que a misturadora de maior capacidade, à semelhança do que tinha acontecido com a anterior, apresentou dificuldades em efetuar a amassadura, possivelmente devido à grande quantidade de energia de amassadura requerida por esta composição. Os resultados obtidos são apresentados em seguida.

Quadro 3.14 – Resultados em prismas $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ com fibras de 9 e 12mm obtidos no contexto dos trabalhos desta dissertação.

Número de Prismas Ensaçados	3
Tipo de Areia	B
Idade	7 dias
$f_t(4 \times 4 \times 16)$ (MPa)	35.78
$f_c(4 \times 4 \times 16)$ (MPa)	118.55

No ensaio de compressão diametral a resistência à tração alcançada foi 9.49 MPa.

Os resultados do quadro revelam valores mais baixos do que aqueles apresentados no quadro 3.13, também a resistência a tração obtida no ensaio de compressão diametral é inferior a alcançada pela composição apenas com fibras de 9mm (11.95 MPa).

Como explicado anteriormente existem três fatores que podem ter contribuído para esta diminuição, por um lado, a substituição da areia por outra, a utilização de outra misturadora e, o que se pensa ser o fator mais relevante, o aumento de 10% da razão água/cimento. Os provetes para os ensaios mais adequados foram fabricados com material proveniente desta mesma amassadura.

Possivelmente os resultados conseguidos nos próximos capítulos são inferiores aqueles que poderiam ser alcançados caso não se tivesse feito as alterações.

3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pelo que atrás foi exposto pode-se afirmar que o comprimento das fibras tem uma influência muito significativa no comportamento do material. Fibras de maior comprimento provocaram uma maior perda de trabalhabilidade e uma melhoria das propriedades mecânicas, em particular, da resistência à tração. Os resultados indicam que a utilização de uma combinação de fibras de diferentes tamanhos, numa mesma mistura, poderá melhorar o comportamento global da mistura.

A substituição da areia pareceu influenciar a resistência alcançada nos ensaios assim como, o aumento de 10% da razão água/cimento e a mudança de misturadora no caso da composição com fibras de 9 e 12 mm. Sendo que resistência obtidas com a segunda areia foram sistematicamente inferiores às obtidas com a primeira areia.

Nos capítulos que seguem, as duas composições referidas (fibras 9mm e fibras 9+12 mm) serão caracterizadas com ensaios mais adequados. O quadro 3.16 resume a informação deste capítulo sobre essas composições.

Quadro 3.15 – Composições Seleccionadas.

Composição com fibras de 9mm	Materiais constituintes (kg/m ³)		Estado fresco	Prismas 4x4x16 cm ³ , 7 dias (MPa)			Prismas 4x4x16 cm ³ , 28 dias (MPa)		Ensaio de Compressão Diametral, 7 dias (MPa)	
					Areia A	Areia B		Areia B	Areia A	Areia B
Composição com fibras de 9mm	cimento	810,60	Desp (mm) 284,5							
	silica fumo	81,06								
	filer calcario	317,58		ft(4x4x16)	41,1	32,94	ft(4x4x16)	53,68		
	areia fina	961,10	Tfunil (s) 23,02						13,20	11,95
	água	156,80								
	superplastificante	11,16		fc(4x4x16)	126,8	132,04	fc(4x4x16)	174,62		
	fibras	235,50								
Composição com fibras de 9mm+12mm	Materiais constituintes (kg/m ³)		Estado fresco	Prismas 4x4x16 cm ³ , 7 dias (MPa)			Prismas 4x4x16 cm ³ , 28 dias (MPa)		Ensaio de Compressão Diametral, 7 dias (MPa)	
					Areia A	Areia B			Areia A	Areia B
Composição com fibras de 9mm+12mm	cimento	810,60	Desp (mm) 288,5							
	silica fumo	81,06								
	filer calcario	317,58		ft(4x4x16)	54,95	35,78	ft(4x4x16)	Sem Resultados		
	areia fina	961,10	Tfunil (s) 33,63						Sem Resultados	9,49
	água	156,80								
	superplastificante	11,16								
	Fibras 9 mm	117,75		fc(4x4x16)	140,08	118,6	fc(4x4x16)	Sem Resultados		
	Fibras 12 mm	117,75								

4

**ENSAIOS DE FLEXÃO DE
PLACAS FINAS****4.1. INTRODUÇÃO**

No Capítulo 2 foi descrita uma série de ensaios que permitem definir o comportamento mecânico do betão de elevado desempenho reforçado com fibras, nomeadamente, aqueles que as recomendações do grupo de investigação francês AFGC & SETRA considera ser os que melhor se adequam aos diferentes componentes estruturais. Essas recomendações, de carácter provisório, foram elaboradas com base no conhecimento existente no momento da preparação do documento (1997-2001). São baseadas em 10 anos de investigação, bem como nos resultados de alguns projetos significativos, já citados nesta dissertação, como a ponte pedonal de Sherbrooke e o viaduto em Bourg-lès-Valence [6].

Os ensaios permitem levar em consideração a aplicação real do BEDRF, uma vez que podem ser realizados com diferentes formas de provetes e, também, porque existe a possibilidade de levar em consideração os métodos de betonagem. Com base nos resultados desses ensaios é possível, recorrendo a análise inversa, definir a lei constitutiva do material. A lei constitutiva é um dado fundamental na fase de dimensionamento estrutural, para a qual as recomendações francesas também definem metodologias. Pode-se, então, entender o trabalho desta dissertação como uma fase fundamental de caracterização do material a montante do dimensionamento.

Ao longo deste capítulo, serão seguidas as recomendações para caracterizar as composições do BEDRF apresentadas no Capítulo 3, realizando para isso, ensaios de flexão em placas finas. A escolha deste tipo do provete prende-se com a economia do material, uma vez que as reduzidas dimensões dos materiais constituintes do BEDRF, como é o caso das microfibras, permitem o uso de provetes de pequenas dimensões proporcionando, assim, maior número de ensaios sem gasto excessivo de material.

4.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO E TRATAMENTO DOS RESULTADOS**4.2.1. INFORMAÇÕES PRÉVIAS**

A espessura do elemento afeta o seu comportamento à flexão devido, em grande parte, à distribuição das fibras que é altamente afetada pelo “efeito-parede”. As recomendações definem limites para as dimensões dos provetes, com base no comprimento máximo das fibras utilizadas. Porém, quando se tem em vista uma aplicação específica do material, os ensaios devem ser realizados em placas de espessura igual à que se pretende aplicar na estrutura real.

A espessura do provete não deve ser inferior ao máximo entre $3xLf$ e $L/50$, sendo Lf o comprimento das fibras e L o vão. Este valor da espessura do provete não possibilita a realização de um entalhe que permita medir a abertura da largura de fenda. Os ensaios limitam-se, portanto, a recolher valores da flecha a meio vão, em função da força aplicada. Posteriormente esses resultados permitem obter diagramas momento-flecha e de seguida aplicar um método de análise inversa, de forma a obter a lei constitutiva do material.

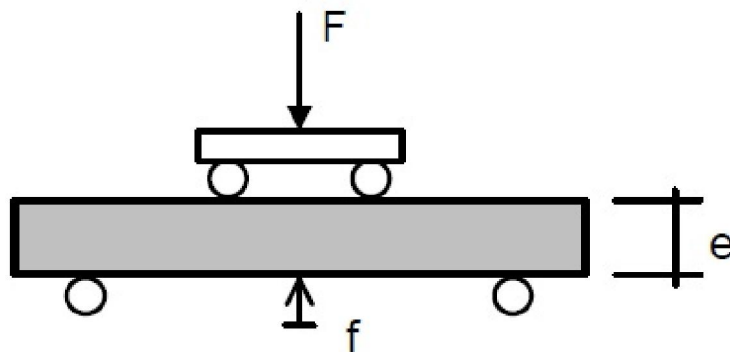


Fig.4.1. – Esquema do ensaio de flexão em placas finas. [6]

Como foi explicado no Capítulo 2, o modo como é feita a colocação do BEDRF nas cofragens influencia o alinhamento das fibras, pois estas apresentam tendência para se orientarem na direção do escoamento do material fresco. O fabrico dos provetes deve levar em consideração este aspeto, pois é possível que a laje betonada se comporte de forma anisotrópica.

As recomendações consideram dois modos de fabricar placas finas (com a colação do molde em posição vertical e horizontal):

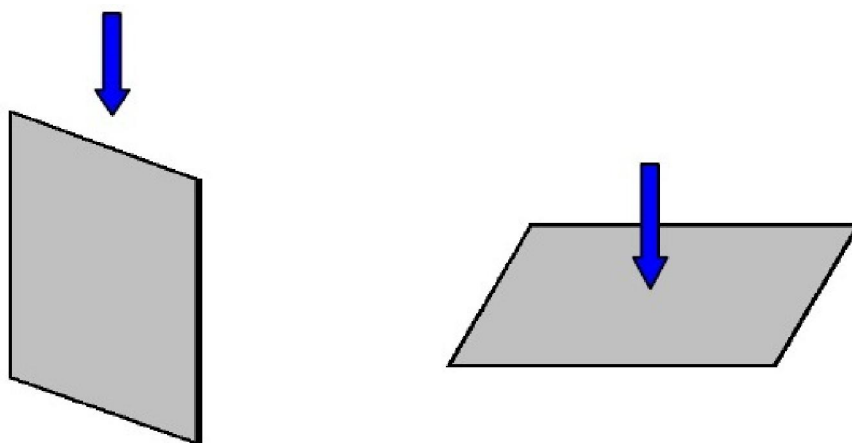


Fig.4.2. – Dois métodos de betão: à esquerda com o molde em posição vertical e à direita com o molde em posição horizontal. [6]

Optou-se, neste trabalho, por betonar as placas com a cofragem na posição horizontal, de forma a manter as fibras alinhadas nesse plano.

Relacionado com este assunto, em 2009, Torrijos, Barragán e Zerbino[65] efetuaram estudos para avaliar a influência do método betão no comportamento pós-fendilhado do betão auto-compactável reforçado com fibras. Para isso, utilizaram três misturas diferentes a partir de uma

composição de referência, com diversos tipos de fibras, sendo que os ensaios de flexão foram realizados em provetes de dimensões 150 x 150 x 600 mm.

Utilizaram-se três métodos de betonagem:

- Horizontal, colocando o betão no centro do molde;
- Vertical, betonando a partir do cimo do provete;
- Através de um tubo, fazendo previamente o betão percorrer um tubo de 5m de comprimento e 20° de inclinação até ao molde.

Depois dos ensaios de flexão os provetes foram serrados em três direções: uma perpendicular e duas longitudinais. Os resultados dos ensaios à flexão revelaram que as maiores resistências foram obtidas para os provetes betonados a partir do tubo. Os provetes que foram betonados horizontalmente apresentaram um comportamento intermédio e, por último, os que apresentaram piores resultados foram os provetes betonados na vertical. Porém, quando o comprimento das fibras diminuiu não se verificaram diferenças marcadas. Também se concluiu que o maior volume de fibras no plano perpendicular (na zona de fendilhação) foi encontrado nos provetes com betonagem por tubo e horizontal, enquanto nos provetes betonados verticalmente a maior densidade de fibras foi encontrada em planos longitudinais.

4.2.2. DEFINIÇÃO DOS PROVETES

Tendo por base aquilo que foi exposto anteriormente para levar a cabo os ensaios é necessário conhecer o comprimento das fibras e definir a espessura da placa a ensaiar, assim como o método de betonagem.

O modo recomendado para produzir os provetes para ensaio consiste em fabricar placas quadradas com um lado máximo entre L_p+2d e $26 \times l_f+2d$ e com espessura e , identificar quais as direções principais de acordo com o processo de betonagem e serrar 3 provetes, em duas direções perpendiculares, de cada uma dessas placas de acordo com a figura seguinte:

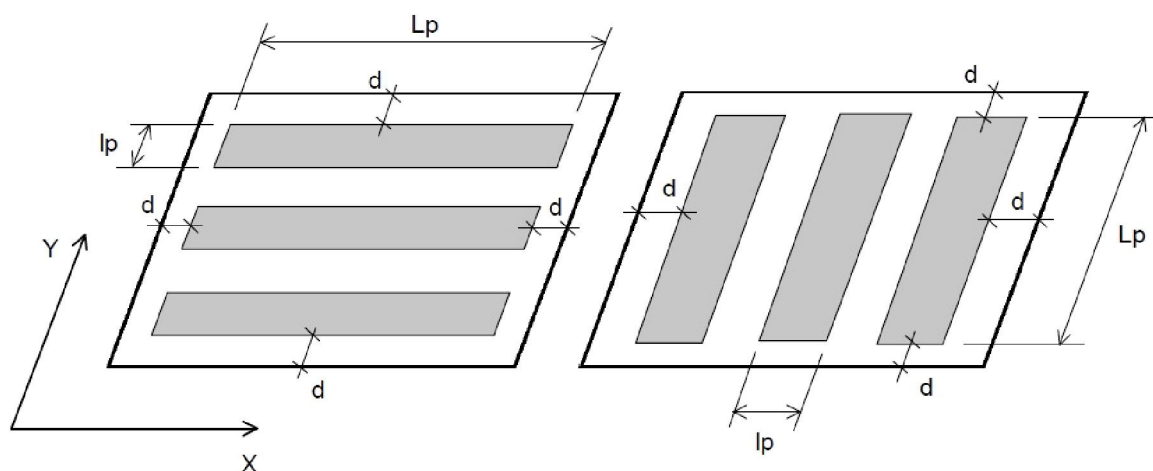


Fig.4.3. – Placas quadradas. [6]

Portanto, as dimensões relevantes para fabrico dos provetes são:

- Espessura do provete: e ;
- Comprimento do provete: $Lp = \min[20 \times e; 60 \text{ cm}]$;
- Largura do provete: $lp = 8 \times lf$;
- Distância ao bordo: $d = \max[lf; 2 \text{ cm}]$.

O facto de os provetes serem serrados com uma margem d , diminui o “efeito-parede” provocado pela cofragem.

No presente trabalho foram feitas algumas modificações relativamente ao procedimento recomendado para o fabrico dos provetes. Não foram consideradas duas direções, bem como não foram deixados espaços entre os provetes sucessivos. Como a betonagem da placa foi feita por deposição do material na zona central do molde e com a cofragem na posição horizontal não é expectável que ocorra um alinhamento preferencial das fibras na direção x ou y . Por outro lado, não se percebeu a vantagem de serrar apenas 3 provetes de cada placa, o que traria um grande desperdício de material. Decidiu-se, então, inicialmente serrar 6 provetes de uma mesma placa. Porém, devido à falta de uma misturadora com capacidade adequada, e depois de uma tentativa mal sucedida, houve a necessidade de fazer placas de menor dimensão e serrar apenas 2 provetes de cada placa. Uma explicação mais aprofundada sobre este assunto será feita no decorrer deste capítulo.

Relativamente ao esquema de ensaio, trata-se de um ensaio de flexão sob 4 pontos esquematicamente representado na Fig.4.4:

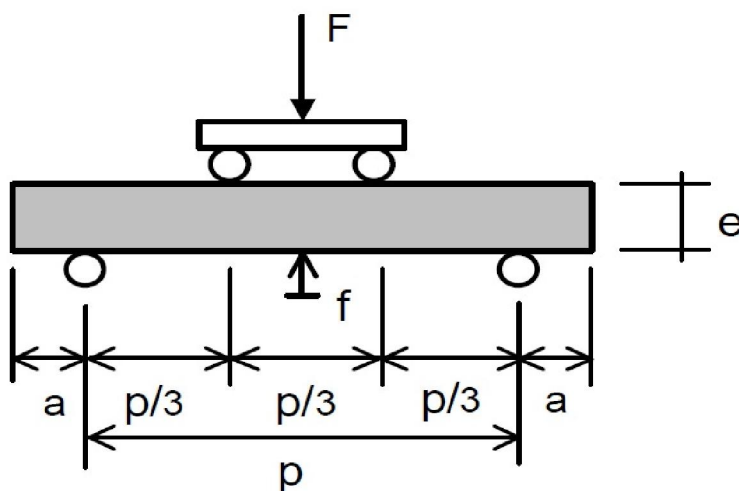


Fig.4.4. – Esquema de ensaio. [6]

Os valores de a e p , identificados na figura, são calculados da seguinte forma:

- $a = \max[e/2; 3 \text{ cm}]$;
- $p = Lp - 2a$

A flecha e a carga, são registadas através de um LVDT e a uma célula de carga, respetivamente. Um LVDT (*“Linear Voltage Diferencial Transducer”*) é, basicamente, um sensor capaz de medir deslocamentos lineares. O funcionamento desse sensor é baseado em três bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético de alta permeabilidade. A saída é um sinal linear, proporcional ao deslocamento do núcleo, que está fixado ou em contato com o que se deseja medir [66]. Uma célula de carga é um transdutor que permite aquisição da força de compressão aplicada sobre ela. Na Fig.4.5 estão exemplos dos dispositivos descritos. No decorrer deste capítulo perceber-se-á o modo como estes serão aplicados nos ensaios.

No contexto deste trabalho os ensaios foram conduzidos numa Prensa Universal INSTRON, com 300 kN de capacidade máxima e constituída por um transdutor indutivo de deslocamento de 152 mm. De modo a garantir que o deslocamento medido não está afetado pelas deformações de todo o sistema, a medição do deslocamento a meio vão foi avaliada com recurso a um LVDT de 5 mm de curso. O ensaio foi realizado em controlo de deslocamento até à rotura com uma velocidade constante de 0.005 mm/s.



Fig.4.5. – Exemplo de um LVDT à esquerda e uma célula de carga, à direita. [67]

4.2.3. TRATAMENTO DOS RESULTADOS DO ENSAIO

O primeiro passo, depois de efetuados os ensaios, é converter para cada provete os dados obtidos em diagramas momento-flecha, sendo que o valor do momento na zona central do provete é obtido pela equação que se segue, a partir da força medida F .

$$M = \frac{F \times p}{6} \quad (4.1)$$

É possível, depois, encontrar a média, o quantil de 5%, e o momento resistente máximo. A Fig.4.6 identifica esse momento resistente máximo.

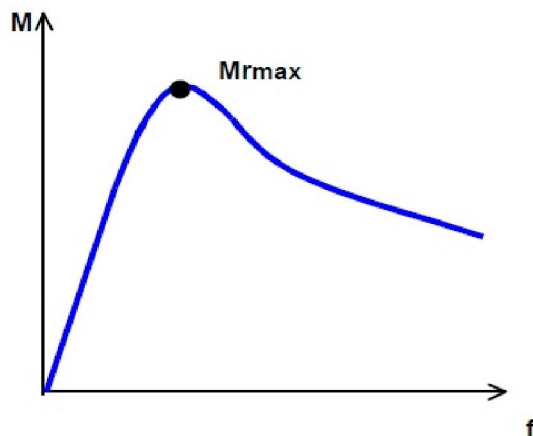


Fig.4.6. – Curva Característica. [6]

Segundo Leonhardt e Monnig [68], defeitos casuais dos materiais podem provocar uma ruína prematura. Por isso, não há segurança absoluta, mas apenas uma certa probabilidade de que a capacidade de carga nominal existe e é suficiente. A estatística e a teoria das probabilidades constituem as bases da consideração da segurança. Os valores que têm dispersão são representados em curvas de frequência. Assim se justifica a determinação do quantil de 5%, que significa que a probabilidade da resistência do material ser inferior a esse valor característico acontece em 5% dos casos.

Refere-se agora a abordagem que deve ser seguida para obter a tensão de fissuração do material:

No diagrama momento-flecha de cada provete identifica-se visualmente o início da inflexão correspondente ao momento ΔM . Divide-se esse valor em 3 intervalos iguais e lineariza-se os intervalos $\Delta M/3$ e $2\Delta M/3$, conforme se representa na Fig.4.7.

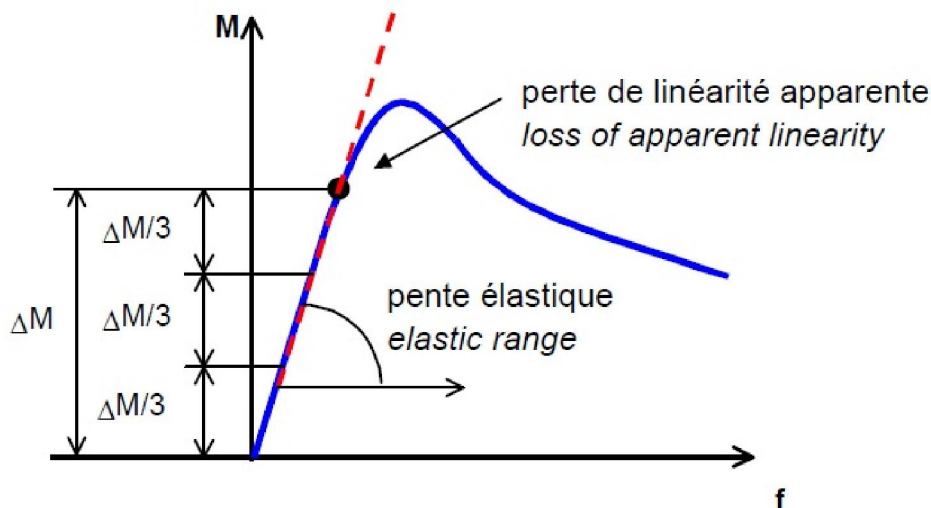


Fig.4.7. – Linearização do início do diagrama. [6]

A resistência à tração do material é calculada prolongando a linha reta obtida e identificando o ponto em que a linearidade é perdida, sendo esse ponto denominado M^* . Assim, para cada diagrama, as

diferentes resistências à tração f_{tj} são calculadas através da equação 4.2, permitindo, depois, a obtenção do correspondente valor característico.

$$f_{tj} = \frac{6 \times M^*}{l_p \times e^2} \quad (4.2)$$

4.2.4. ANÁLISE INVERSA PARA DETERMINAÇÃO DA LEI CONSTITUTIVA

As recomendações admitem que a lei constitutiva do BEDRF possa ser representada simplificada da seguinte forma:

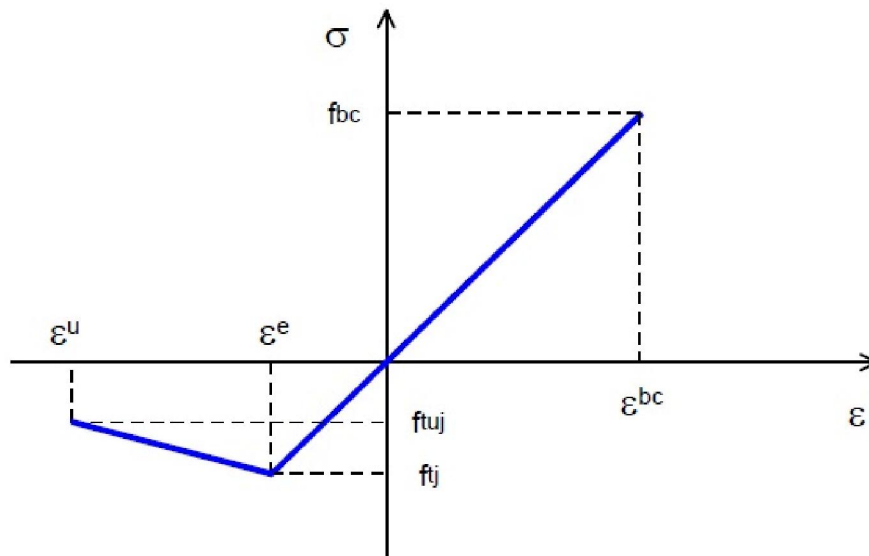


Fig.4.8. – Lei Constitutiva do BEDRF. [6]

A tensão f_{tj} corresponde à tensão de fissuração e ao limite da fase elástica do BEDRF. No caso da Fig.4.8 a lei admite que a tensão diminui após a ocorrência da fissuração. Em seguida procura-se clarificar o modo como se espera que o tipo de material aqui analisado se comporte à tração.

De uma maneira geral, quando submetidos a ensaios de tração direta, os betões reforçados com fibras podem apresentar dois tipos de comportamentos. Por um lado, o pico de tensão pode ser atingido em simultâneo com a abertura da primeira fenda e, imediatamente depois, a tensão começa a descrever uma trajetória descendente, nesse caso estamos na presença de um material com “*strain-softening behavior*”, caracterizado pela abertura de uma única fenda. Por outro lado, pode suceder que após a abertura da primeira fenda e consequente fim do comportamento elástico a tensão continue a aumentar nesse caso pode-se dizer que se trata de um material com “*strain-hardening behavior*”, caracterizado pelo aparecimento de múltipla fissuração. Este último comportamento é semelhante ao que acontece no betão armado no qual, para evitar a destruição da capacidade resistente do elemento estrutural na altura da fendilhação, deve existir uma armadura mínima de tração capaz de resistir ao momento de fendilhação, no caso dos betões reforçados com fibras são as fibras que desempenham esse importante papel, absorvendo as tensões de tração da secção fendilhada. Na imagem que se segue estão representados os dois comportamentos típicos descritos no parágrafo anterior.

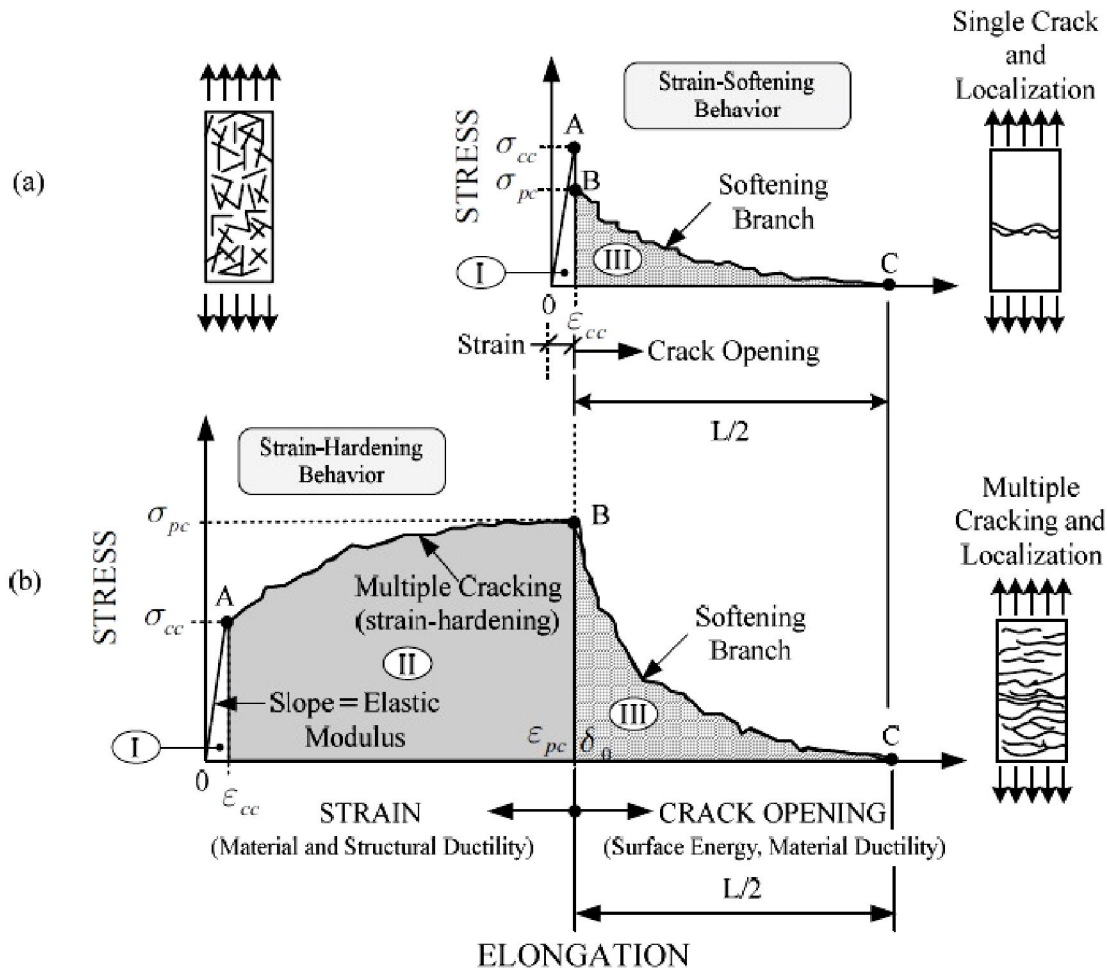


Fig.4.9. – Diagramas típicos de comportamento: (a) strain-softening behavior, (b) strain-hardening behavior. [2]

Porém, pode ocorrer que um betão reforçado com fibras que tenha apresentado “strain-softening behavior” num ensaio de tração direta exiba um comportamento contrário num ensaio de flexão, ou seja, um “deflection-hardening behavior”. Um dos fatores que pode explicar esse fenómeno é o volume de fibras presente na composição. Na Fig.4.10 estão resumidos os comportamentos que permitem classificar a maior parte dos betões com fibras. Nessa imagem é possível perceber a relação entre as respostas nos ensaios de tração direta e os ensaios de flexão e relaciona-las com o volume de fibras.

Para os betões reforçados com fibras foi observado que:

- todos os “*strain-hardening behaviors*” conduzem a “*deflection-hardening behavior*”;
- um “*strain-softening behavior*” pode conduzir a um “*deflection-hardening behavior*” ou “*deflection-softening behavior*”.
- um “*strain-hardening behavior*” garante um melhor desempenho mecânico do material [2].

Na figura está ainda indicada a existência do volume de fibras crítico que se trata do volume capaz de absorver as tensões após a secção fendilhar e garantir “*hardening behaviors*”.

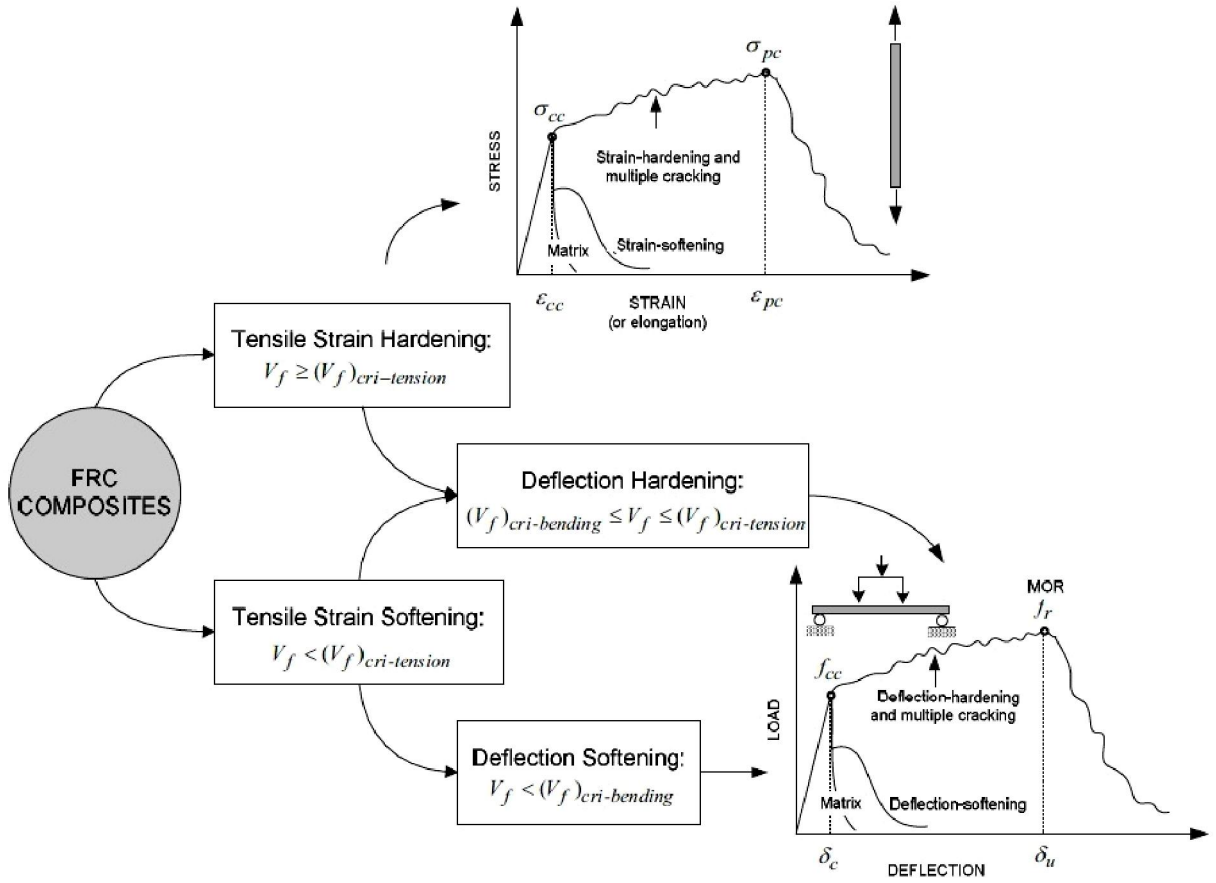


Fig.4.10. – Classificação dos betões reforçados com fibras. Relação entre as respostas nos ensaios de tração direta e ensaio de flexão em função do volume de fibras. [2]

As recomendações francesas sugerem que o aspeto dos diagramas de tensão-extensão numa secção fendilhada de altura h é o apresentado na Fig.4.11:

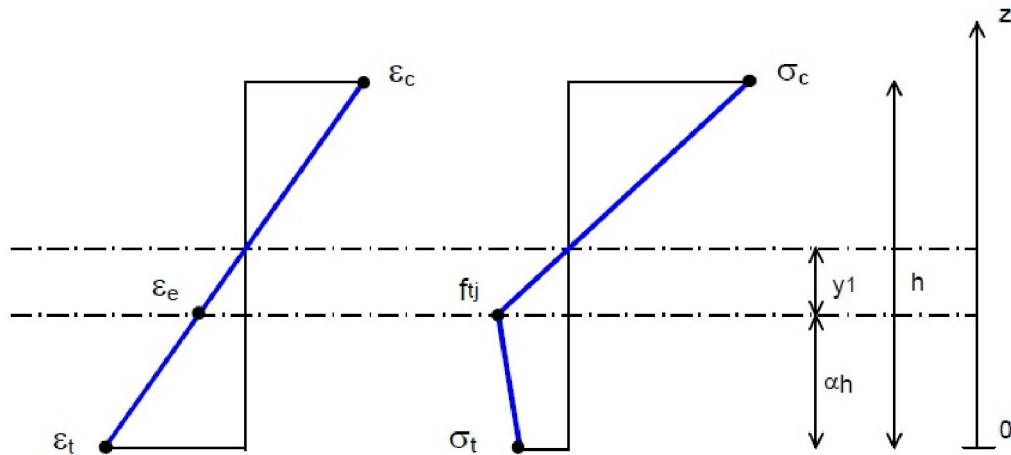


Fig.4.11. – Secção fendilhada de altura h . [6]

Sendo χ o valor da curvatura da secção não fendilhada temos:

$$y_1 = \frac{-f_{tj}}{E \times \chi} \quad (4.3)$$

Para esta secção a tensão na parte fendilhada (σ_f) e não fendilhada (σ_b) podem ser expressas da forma que segue:

$$\sigma_f(z) = ftj + E \times \chi \times (z - \alpha h) \times \frac{ftuj - ftj}{E \times \epsilon u - ftj} \quad (4.4)$$

$$\sigma_b(z) = ftj + E \times \chi \times (z - \alpha h) \quad (4.5)$$

Ao fazer a integração do diagrama de tensões obtêm-se os denominados esforços internos que devem estar em equilíbrio com os esforços externos. A partir do equilíbrio de forças normais na secção, é possível determinar α em função da curvatura:

$$\alpha(\chi) = \frac{1}{1 - K} \times \left[1 - \sqrt{\frac{2ftj \times (K - 1)}{E \times \chi \times h} + K} \right] \quad (4.6)$$

Sendo que K é dado por:

$$K = \frac{ftuj - ftj}{E \times \epsilon u - ftj} \quad (4.7)$$

E através do equilíbrio de momentos determina-se o momento resistente da secção em função da curvatura:

$$Mr(\chi) = \frac{ftj \times b \times h^2}{2} + \frac{E \times \chi \times b}{6} \times [\alpha(\chi)^3 \times h^3 \times (1 - K) - 3\alpha(\chi) \times h^3 + 2h^3] \quad (4.8)$$

De acordo com o que atrás foi escrito, nos vários pontos deste capítulo, os resultados do ensaio permitem gerar uma série de dados que serão usados aquando da aplicação da análise inversa. Resumidamente esses dados são:

- altura do provete h ;
- largura do provete lp ;
- tensão de fissuração ftj (< 0);
- $\epsilon^u = -10\%$ extensão última
- momento resistente M_{max}

Através do módulo de elasticidade é possível, recorrendo a lei de Hooke, determinar ϵ_{bc} e ϵ_e , identificadas na Fig.4.8, uma vez que se trata da zona linear do diagrama. O valor da resistência à compressão deve ser determinado através de ensaios adequados.

Analisando estes pontos e observando o diagrama da Fig.4.8 nota-se que o único parâmetro que falta definir é o $ftuj$ (< 0). O objetivo da análise inversa é determinar esse valor e completar a lei constitutiva do material. Para fazer isso recorre-se a um processo iterativo em que para cada valor de $ftuj$ arbitrado, na expressão 4.7, traça-se um diagrama de momentos, usando a expressão 4.8. O valor da curvatura varia desde χ_0 até χ correspondente ao momento máximo.

$$\chi_0 = \frac{-2ft_j}{E \times h} \quad (4.9)$$

O processo termina quando o momento máximo obtido através da expressão igualar o momento máximo experimental.

4.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Pretende-se, agora, definir as dimensões das placas e dos posteriores provetes que delas serão serrados, bem como a quantidade de material necessária para proceder à betonagem. O equipamento disponível, assim como problemas durante o processo amassadura condicionaram a produção dos primeiros provetes. E, por isso, só depois dessa tentativa em que ocorreram algumas dificuldades foi possível afinar o ensaio aos recursos disponíveis e obter resultados válidos. Essas afinações são descritas ao longo deste subcapítulo.

4.3.1. PRIMEIRA BETONAGEM (COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9MM)

No ponto 4.2.2. desta dissertação, foi indicado o modo como as diferentes dimensões que definem os provetes são obtidas.

A espessura do provete não deve ser inferior ao máximo entre $3 \times l_f$ e $L/50$. O comprimento das fibras l_f , de acordo com o material definido no capítulo anterior, é para a primeira composição de 9 mm.

Desta forma se calcula o valor da espessura dos provetes:

$$e = 3 \times l_f \Leftrightarrow e = 3 \times 9 \Leftrightarrow e = 27 \text{ mm}$$

É agora possível definir as restantes dimensões:

- Comprimento dos Provetes:

$$L_p = \min[20 \times e ; 60 \text{ cm}] \Leftrightarrow L_p = \min[20 \times 27 \times 10^{-1} ; 60 \text{ cm}] \Leftrightarrow L_p = \min[54 ; 60 \text{ cm}] \Leftrightarrow L_p = 54 \text{ cm}$$

- Largura dos Provetes:

$$l_p = 8 \times l_f \Leftrightarrow l_p = 8 \times 9 \times 10^{-1} \Leftrightarrow l_p = 7,2 \text{ cm}$$

- Distância ao Bordo:

$$d = \max [l_f ; 2 \text{ cm}] \Leftrightarrow d = \max [9 \times 10^{-1} ; 2 \text{ cm}] \Leftrightarrow d = 2 \text{ cm}$$

Assim, a placa quadrada, esquematizada na Fig.4.3, terá de lado:

$$\begin{aligned} \text{Lado} &= \max [L_p + 2d ; 26 \times l_f + 2d] \Leftrightarrow \text{Lado} = \max [54 + 2 \times 2 ; 26 \times 9 \times 10^{-1} + 2 \times 2] \\ &\Leftrightarrow \text{Lado} = \max [58 ; 27.4] \Leftrightarrow \text{Lado} = 58 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como já foi explicado, optou-se por realizar alguns ajustes na geometria das peças a betonar.

Um desses ajustes relacionou-se com o número de provetes que se pretendeu serrar de uma placa, procurando desperdiçar menos quantidade de material. Optou-se por serrar, portanto, 6 provetes e não 3 como as recomendações indicam. Deste modo, não foram deixados intervalos entre cortes de provetes sucessivos e a placa deixou de apresentar uma forma quadrada e assumiu uma geometria retangular. Foram mantidas as margens de 2 cm. O objetivo consistiu em betonar apenas uma placa e

não duas, uma vez que a betonagem da placa foi feita com a cofragem horizontal, não se esperou que o alinhamento das fibras fosse preferencial em relação a uma direção. Na Fig.4.12 estão representados esquematicamente os provetes e a placa com os respectivos ajustes e na Fig.4.13 o respectivo molde utilizado na betonagem.

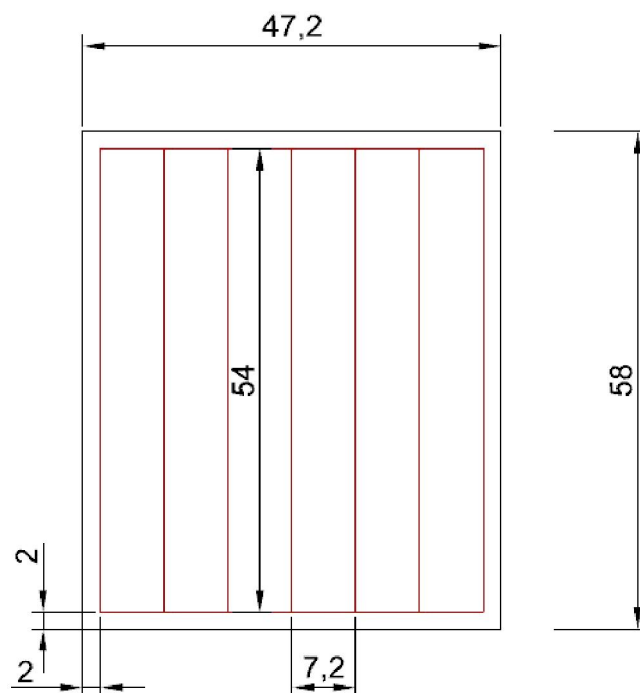


Fig.4.12. – Placa com ajustes. Dimensões em cm.

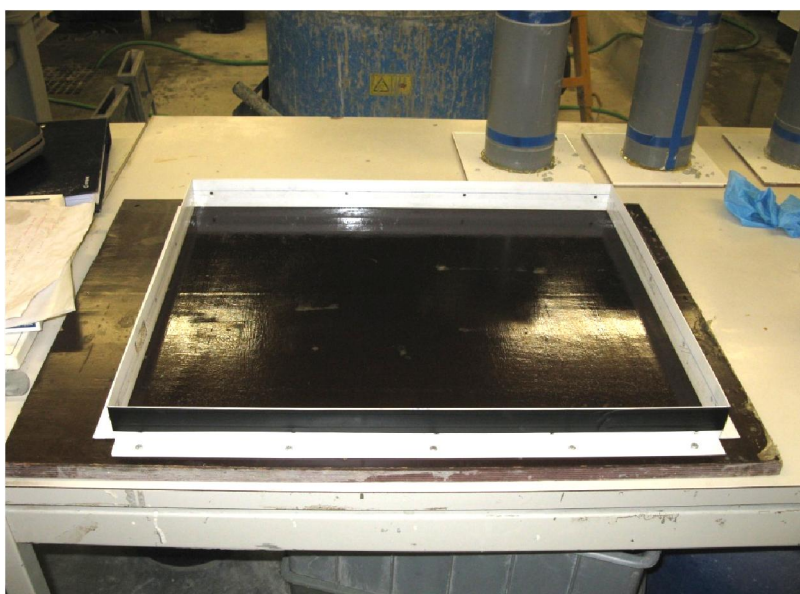


Fig.4.13. – Cofragem utilizada.

As dimensões do esquema de ensaio foram determinadas com base na Fig.4.4, os cálculos e a representação dessas dimensões são apresentados de seguida:

$$a = \max [e/2; 3\text{cm}] \Leftrightarrow a = \max [2,7/2; 3] \Leftrightarrow a = 3\text{cm}$$

$$p = Lp - 2a \Leftrightarrow p = 54 - 2 \times 3 \Leftrightarrow p = 48\text{ cm}$$

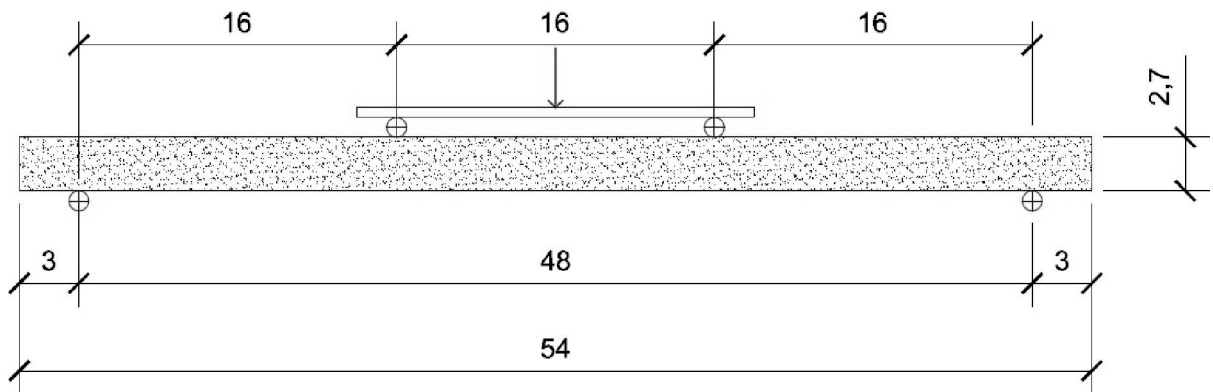


Fig.4.14. – Esquema de ensaio com as respectivas dimensões (cm) para provetes com fibras de 9mm.

Em relação à quantidade de material necessário para betonar esta placa, o volume é calculado considerando 10% para perdas:

$$Vol = (58 \times 47,2 \times 2,7) \times 10^{-3} + ((58 \times 47,2 \times 2,7) \times 10^{-3}) \times 0,1 = 8,13\text{ l}$$

Este volume desencadeou uma série de dificuldades, nomeadamente na escolha da misturadora apropriada, uma vez que essa opção estava condicionada pelos recursos disponíveis no LABEST. Se por um lado existiam misturadoras de grandes dimensões, inapropriadas para misturar esta quantidade de material, por outro lado existiam, também, misturadoras de pouca capacidade e, portanto, insuficientes. Assim, a solução encontrada passou por usar uma misturadora de 3 litros de capacidade e fazer 3 amassaduras que, juntas, totalizavam 9 litros de material. A misturadora selecionada apresenta-se na Fig.4.15.



Fig.4.15. – Misturadora utilizada para efetuar as três amassaduras.

Teoricamente, durante um período inicial designado por período dormente ou de indução após a amassadura, a fluidez ou consistência da pasta mantém-se relativamente constante e, embora se verifique uma perda gradual de fluidez, é possível recuperá-la se se reamassar a pasta. Em misturas convencionais, 2 a 4 horas depois da amassadura, a temperaturas normais, a mistura começa a ganhar rigidez muito mais rapidamente e considera-se que se atingiu o início de presa [63]. Portanto, esperava-se que a junção de 3 amassaduras sucessivas, elaboradas com minutos de diferença, e com posterior reativação conferisse ao BEDRF as características de trabalhabilidade adequadas. No entanto, na prática, as circunstâncias seguiram outro rumo. O facto de ser necessário preparar 3 amassaduras sucessivas levou a que as primeiras rapidamente ganhassem presa e não foi possível restabelecer a plasticidade com uma reamassadura. Desta forma, o material obtido não fluiu pelo molde e houve a necessidade de se recorrer a uma vibração forte, utilizando uma mesa vibratória. Uma das características mais importantes deste material foi, assim, perdida: a sua auto-compactibilidade. Os procedimentos que se sucederam de corte e ensaio dos provetes foram seguidos, no entanto, não se consideram válidos os resultados obtidos, uma vez que este material, pelo facto de se ter recorrido à vibração, para além de influenciar o comportamento mecânico, não corresponde ao BEDRF que se está a tentar caracterizar.

Estes acontecimentos permitiram ter uma visão geral do problema e efetuar afinações em certos aspetos que inicialmente não estavam contemplados, por exemplo: o desgaste das paredes dos provetes e a variação apresentada na largura dos mesmos provocados pela lâmina de corte; os dispositivos de aplicação de carga demasiado grandes que batiam no suporte do LVDT; a superfície irregular do provete não permitia que o mesmo ficasse corretamente apoiado.

De seguida, descreve-se e ilustra-se a sequência de trabalhos desta primeira tentativa de produção dos provetes.

Como referido anteriormente, a prematura rigidificação do material incentivou o uso de uma vibração forte. Na Fig.4.16 apresenta-se o material moldado e a mesa de vibração utilizada.

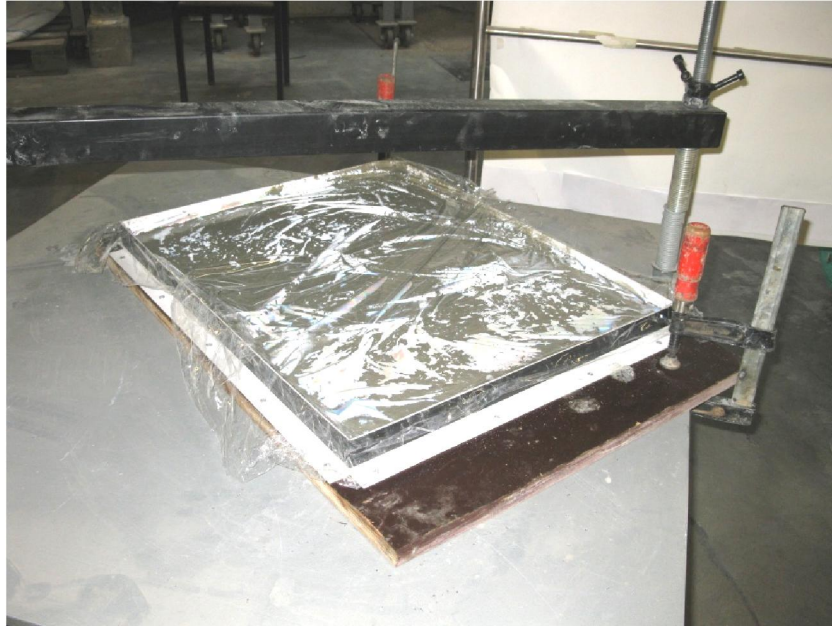


Fig.4.16. – Placa betonada e mesa de vibração utilizada.

A placa, da Fig.4.16, foi desmolda com um dia de idade e conservada em câmara húmida a uma temperatura $20^{\circ}\pm 1^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de 100%.

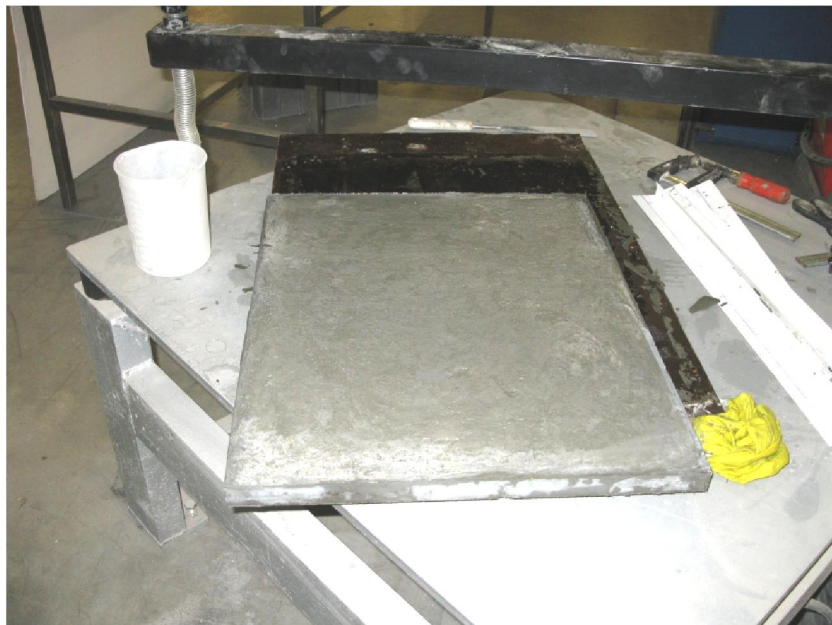


Fig.4.17. – Placa desmolda com 1 dia de idade.

Os provetes foram marcados e posteriormente serrados com 6 dias de idade, ver Fig.4.18.

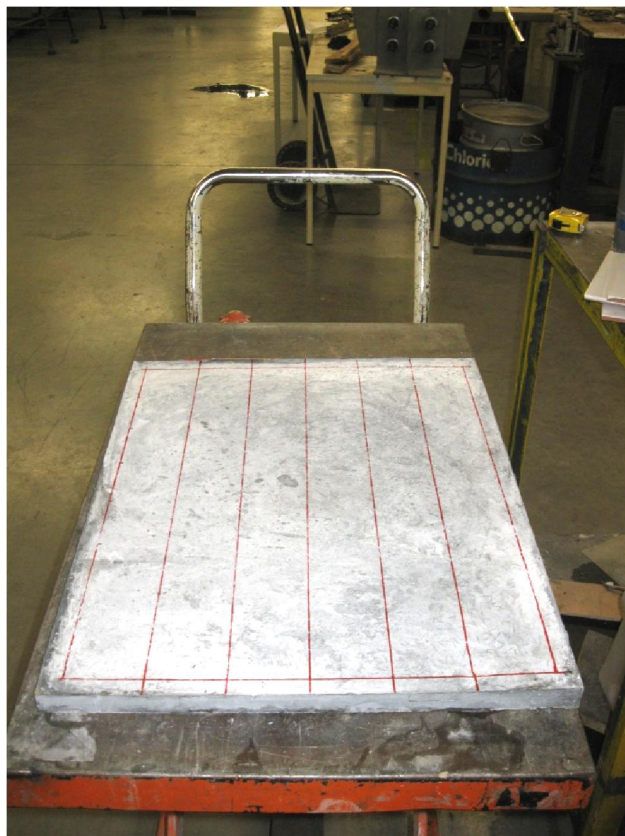


Fig.4.18. – Marcação das linhas de corte dos provetes.

Depois de serrados não foram detetados grandes defeitos, como por exemplo a presença de grandes vazios, ver Fig.4.19.



Fig.4.19. – Seis Provetes serrados.

Os provetes foram ensaiados com 7 dias de idade. Na Fig. 4.20 é possível notar que os apoios superiores de aplicação de carga são demasiado largos e, no decorrer do ensaio, ocorreu o contacto destes com a barra de suporte do LVDT que se manteve fixa.



Fig.4.20. – Ensaio.

Nos ensaios que se seguiram, esse problema foi resolvido com a diminuição do comprimento desses apoios. Como se pode observar na imagem que se segue:



Fig.4.21. – Apoios retificados.

4.3.2. SEGUNDA BETONAGEM (COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9MM)

A misturadora utilizada estava limitada a um volume de cerca de 3 litros, portanto foi necessário reduzir a dimensão da placa a betonar para dimensões compatíveis com essa condicionante. Assim, procurou-se o número de provetes que se poderia fabricar com cerca de 3 litros de material, sabendo que as dimensões dos provetes são $2.7 \times 7.2 \times 54 \text{ cm}^3$ e que são necessárias distâncias de 2 cm ao bordo da placa. Chegou-se à conclusão que uma placa que permita serrar dois provetes necessita de 2.9 litros de material e, admitindo 10% de perdas, o volume final será de 3.2 litros. Na Fig.4.22 está representada esquematicamente essa placa, contabilizando já o desgaste da lâmina da serra que é cerca de 4 mm, assim garantindo provetes com as dimensões esperadas.

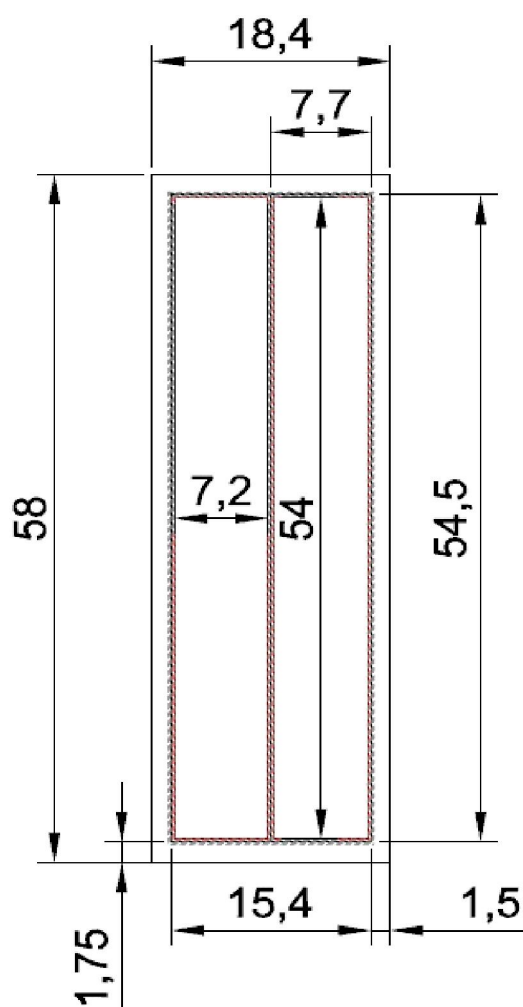


Fig.4.22. – Placa adaptada para o corte de dois provetes com fibras de 9mm (cm).

Na imagem seguinte podem ser visualizadas as adaptações feitas ao molde anterior, passando este a permitir o fabrico de duas placas, ou seja, 4 provetes. Cada placa é betonada com uma amassadura de 3.2 litros.



Fig.4.23. – Molde utilizado para o fabrico 2 placas.

Posteriormente, cada placa foi desmoldada com 1 dia de idade e colocada em câmara húmida à temperatura de 20°C e 100% de humidade relativa. Os provetes foram serrados um dia antes do ensaio. Os ensaios foram realizados aos 28 dias. A Fig.4.24 ilustra o momento do corte:

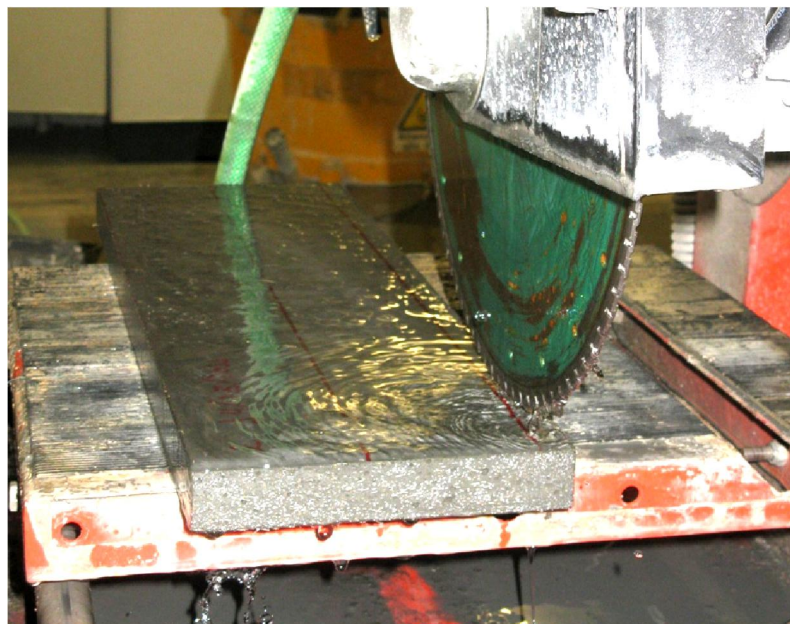


Fig.4.24. – Corte dos provetes.

4.3.3. TERCEIRA BETONAGEM (COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9+12MM)

A aprendizagem retirada dos ensaios com os provetes com fibras de 9mm facilitou bastante a preparação dos provetes com fibras de 9+12 mm.

Neste caso os provetes serão de maiores dimensões, uma vez que o comprimento das fibras utilizadas aumentou e, portanto, será necessário um novo molde.

Em seguida apresentam-se os cálculos das dimensões dos provetes com fibras de 9+12mm:

- Espessura dos Provetes:

$$e = 3 \times lf \Leftrightarrow e = 3 \times 12 \Leftrightarrow e = 36 \text{ mm}$$

- Comprimento dos Provetes:

$$Lp = \min[20 \times e ; 60 \text{ cm}] \Leftrightarrow Lp = \min[20 \times 36 \times 10^{-1} ; 60 \text{ cm}] \Leftrightarrow Lp = \min[72 ; 60 \text{ cm}] \Leftrightarrow Lp = 60 \text{ cm}$$

- Largura dos Provetes:

$$lp = 8 \times lf \Leftrightarrow lp = 8 \times 12 \times 10^{-1} \Leftrightarrow lp = 9,6 \text{ cm}$$

- Distância à Borda:

$$d = \max [lf ; 2 \text{ cm}] \Leftrightarrow d = \max [12 \times 10^{-1} ; 2 \text{ cm}] \Leftrightarrow d = 2 \text{ cm}$$

Neste caso só o volume de um provete está bastante próximo do volume limite da misturadora (3 litros) e, portanto, é impossível produzir placas que permitam o corte de 2 ou 3 provetes. Também antes havia sido feita uma tentativa de utilizar a misturadora de 3 litros para a composição que inclui fibras de 9+12mm mas as fibras de 12mm emaranharam-se de tal forma que impediram as pás da mistura de girar. Por isso, optou-se por utilizar uma misturadora de maior capacidade e produzir, de uma só vez, material suficiente para betonar provetes para as placas finas e WST (capítulo seguinte). Na imagem que se segue, respeitando as condicionantes atrás expostas, estão esquematizadas as dimensões da placa adotada, a qual permitiu o corte de 3 provetes:

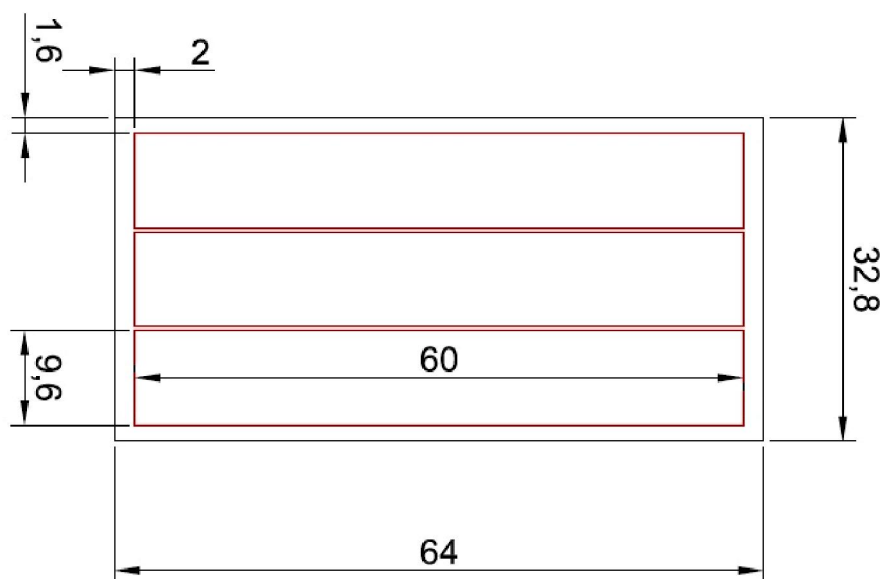


Fig.4.25. – Placa adaptada para o corte de três provetes com fibras de 9+12mm (cm).

O volume de material gasto no fabrico da placa anterior, admitindo 10% de perdas, foi:

$$Vol = (64 \times 32,8 \times 3,6) \times 10^{-3} + 10\% = 8,31 \text{ l}$$

Em relação ao esquema de ensaio as dimensões também se alteraram e foram determinadas da seguinte forma:

$$a = \max [e/2; 3\text{cm}] \Leftrightarrow a = \max [3,6/2; 3] \Leftrightarrow a = 3\text{cm}$$

$$p = Lp - 2a \Leftrightarrow p = 60 - 2 \times 3 \Leftrightarrow p = 54\text{ cm}$$

A figura representa esquematicamente essas dimensões:

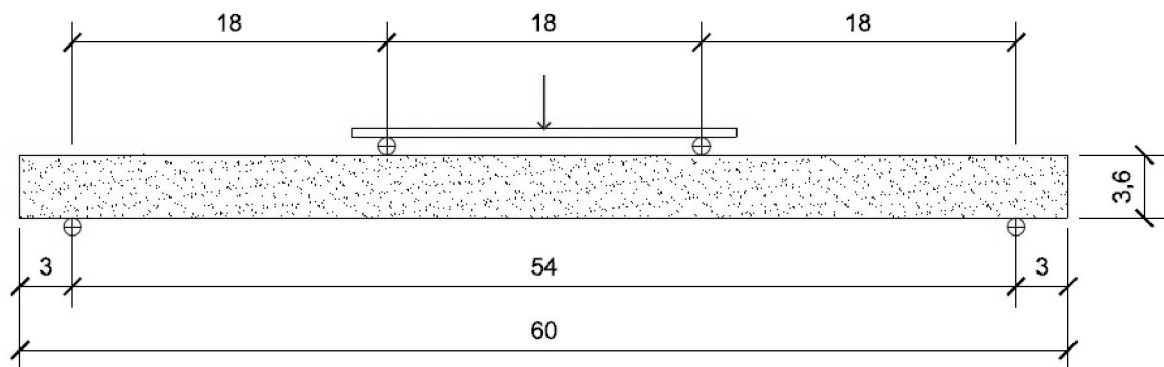


Fig.4.26. – Esquema de Ensaio com as respectivas dimensões (cm) para provetes com fibras de 9+12mm.

A misturadora utilizada encontra-se ilustrada na figura em baixo:



Fig.4.27. – Misturadora utilizada no fabrico dos provetes com fibras de 9+12mm.

4.4. RESULTADOS OBTIDOS

4.4.1. COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9MM

Para a composição com fibras de 9 mm, foram ensaiados oito provetes com 28 dias de idade. Quatro com a Areia A e quatro com a Areia B. Para além da determinação da resistência do material, também era objetivo destes ensaios a identificação das variações nos resultados provocada pela mudança da areia. Os diagramas do momento ($\text{kN}\cdot\text{m}$) em função da flecha (mm) obtidos para as duas areias são apresentados abaixo:

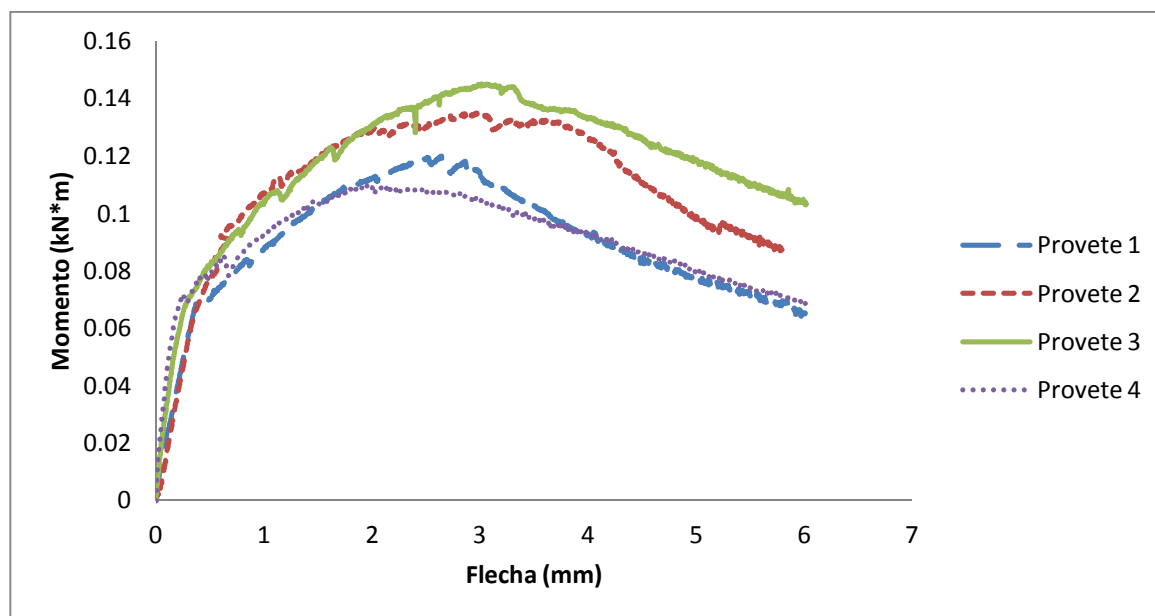


Fig.4.28. – Resultados dos ensaios com Fibras de 9mm (Areia A).

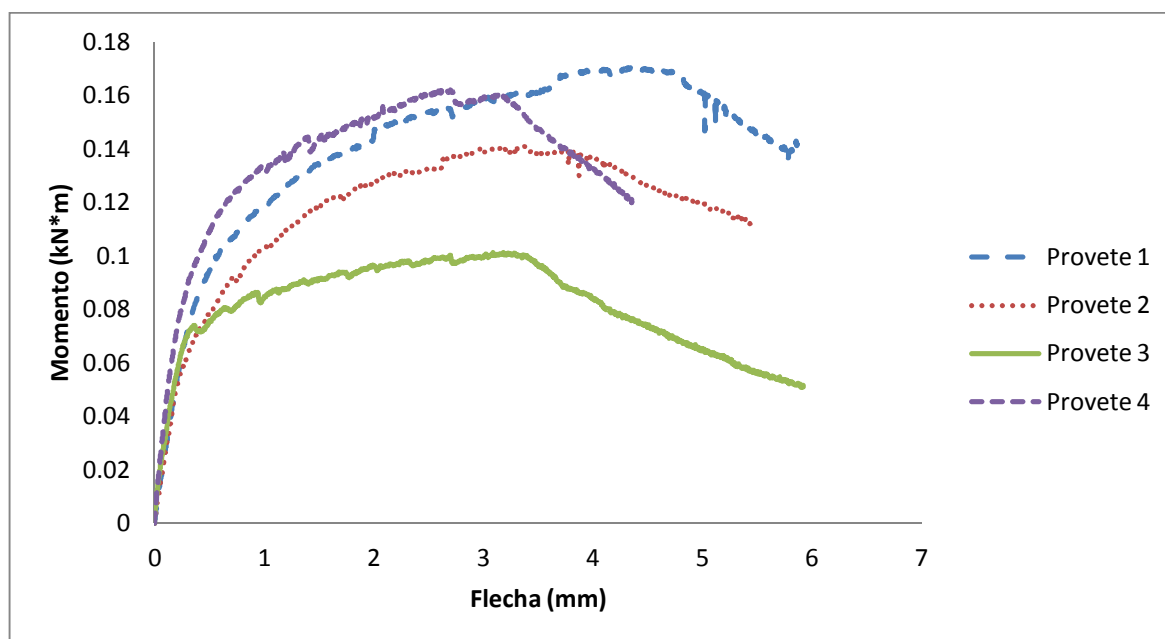


Fig.4.29. – Resultados dos ensaios com Fibras de 9mm (Areia B).

Os valores dos momentos foram obtidos por conversão dos resultados do ensaio recorrendo à equação 4.1. Os diagramas anteriores evidenciam que, após a fase linear, o momento continua a aumentar, sugerindo um “*deflection-hardening behavior*”.

A fendilhação surgiu no vão central do provete entre os pontos de aplicação carga, sendo este acontecimento esperado, uma vez que entre os pontos de aplicação de carga o momento é constante e máximo. Abaixo, um exemplo do diagrama de momentos e uma fotografia com o padrão de fendilhação obtido:

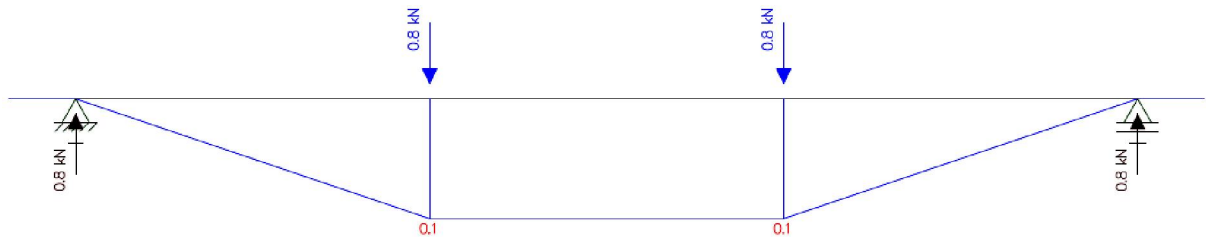


Fig.4.30. – Aspeto do diagrama de momentos.



Fig.4.31. – Fendilhação entre os pontos de aplicação de carga.

Na imagem anterior é possível notar que a fissuração ocorreu entre os pontos de aplicação de carga. Uma vez que o momento é constante nessa zona, a fissuração começa na secção menos resistente, onde possivelmente existe um pequeno defeito, como bolhas de ar ou menor número de fibras. Por isso, neste tipo de ensaios, é impossível prever o local exato onde a fissuração irá ocorrer, e, por isso, é impraticável a medição da abertura de fenda.

No quadro que se segue apresentam-se os momentos máximos e sua respetiva média e quantil de 5% (distribuição de Gauss):

Quadro 4.1 – Momentos máximos alcançados nos provetes com fibras de 9 mm

M _{rmax} (kN*m)					
	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Provete 4	
Média					
Areia A	0.12	0.14	0.15	0.11	0.13
Areia B	0.17	0.14	0.10	0.16	0.14
Caraterístico					
Areia A					0.11
Areia B					0.11

Contrariando as expectativas sugeridas pelos resultados obtidos com os prismas 4x4x16 cm³ do quadro 3.11, os provetes com a Areia B apresentam sucessivamente momentos máximos iguais ou mais elevados do que os obtidos com a Areia A. Apenas o Provete 3, com a Areia B, apresentou inesperadamente um resultado francamente mais baixo que os restantes, influenciando a média e, sobretudo, o quantil de 5%. Assim, conclui-se que a mudança da areia não introduziu variações significativas nos resultados. No entanto, a reduzida amostragem não permite uma robusta análise estatística.

Em termos globais, os resultados não são particularmente diferentes e, apesar das variações dos momentos máximos, verifica-se nos diagramas das figuras anteriores que a fase linear é bastante semelhante em todos os casos.

O primeiro passo para encontrar o valor da tensão de fissuração, f_{tj} , é identificar visualmente o início da inflexão determinando, assim, o momento ΔM . Depois, divide-se o mesmo em 3 intervalos e lineariza-se o diagrama, de forma a encontrar o momento M^* em que o diagrama descola da reta definida.

Os diagramas que possibilitaram a obtenção desse momento são apresentados de seguida:

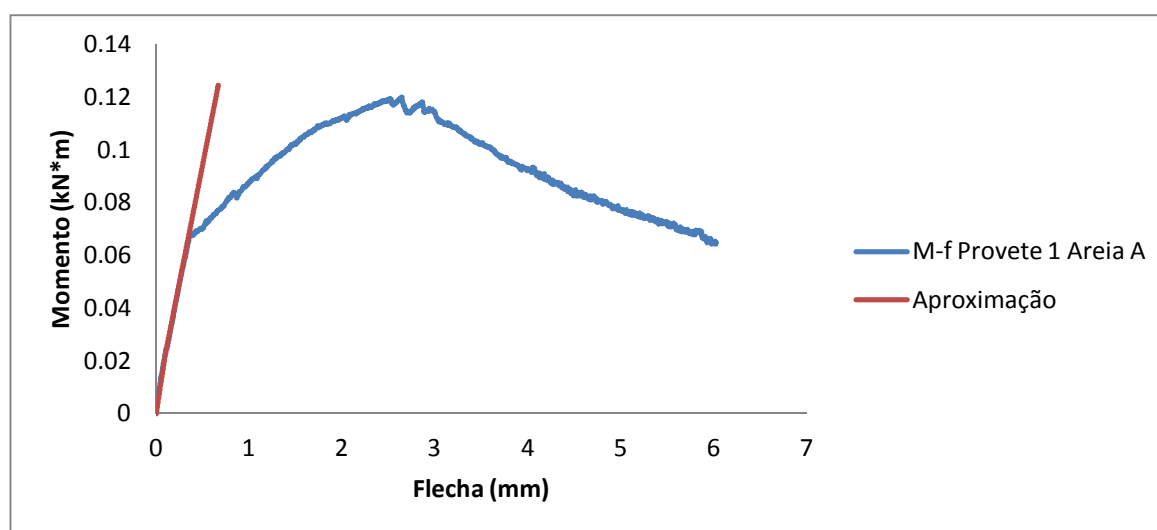


Fig.4.32. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 1 (Areia A).

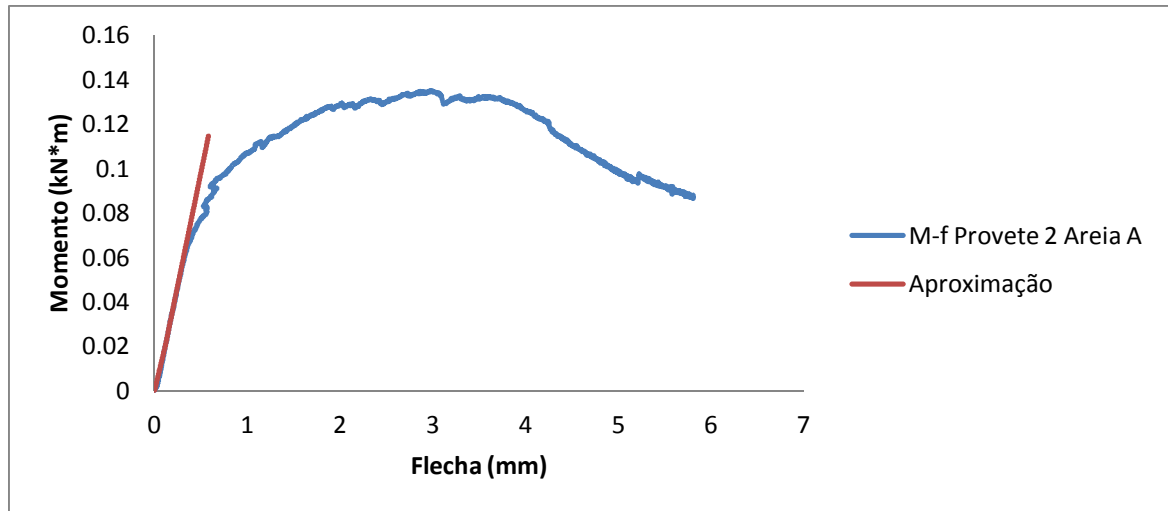


Fig.4.33. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 2 (Areia A).

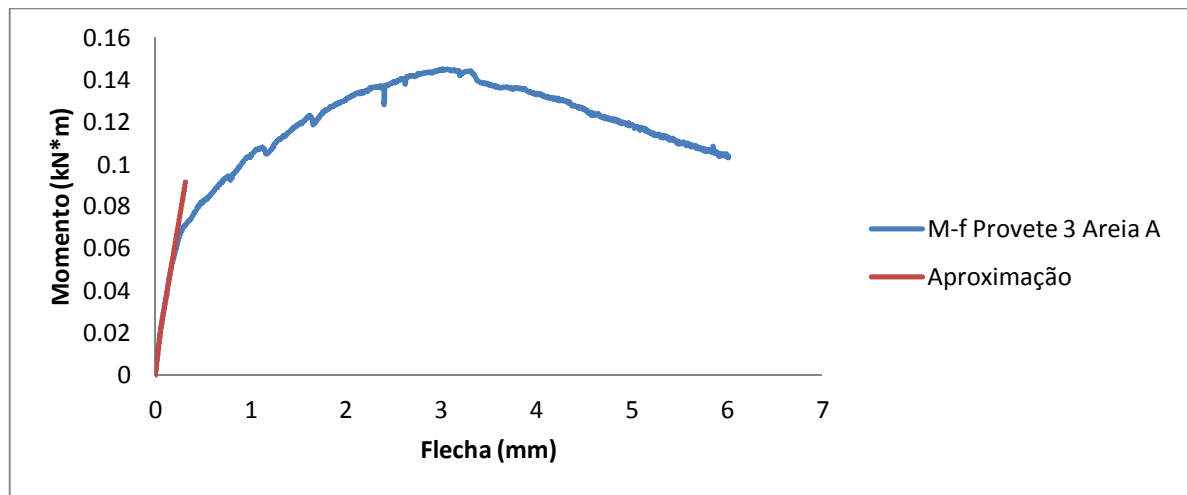


Fig.4.34. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 3 (Areia A).

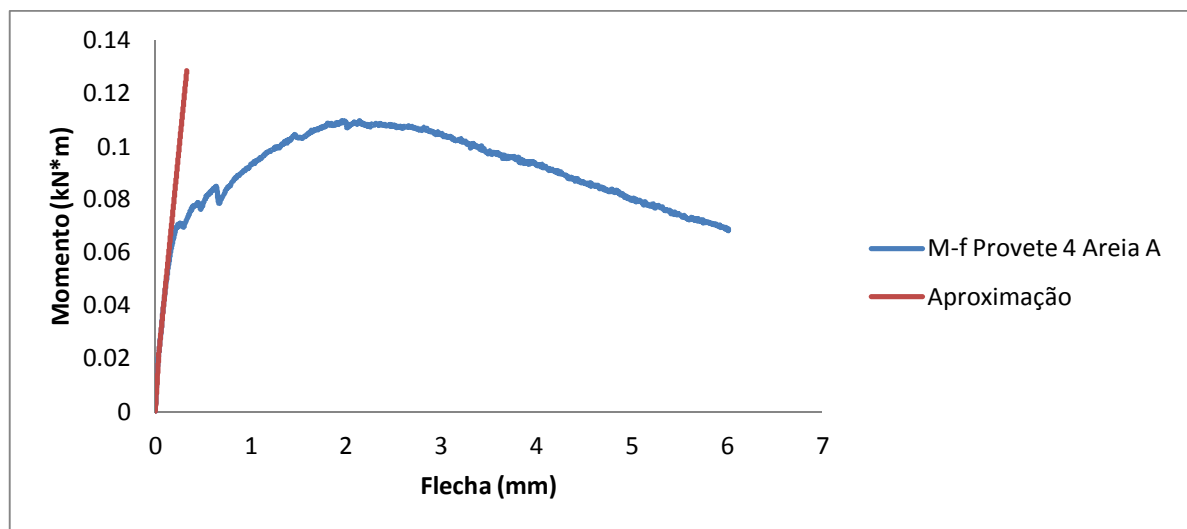


Fig.4.35. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 4 (Areia A).

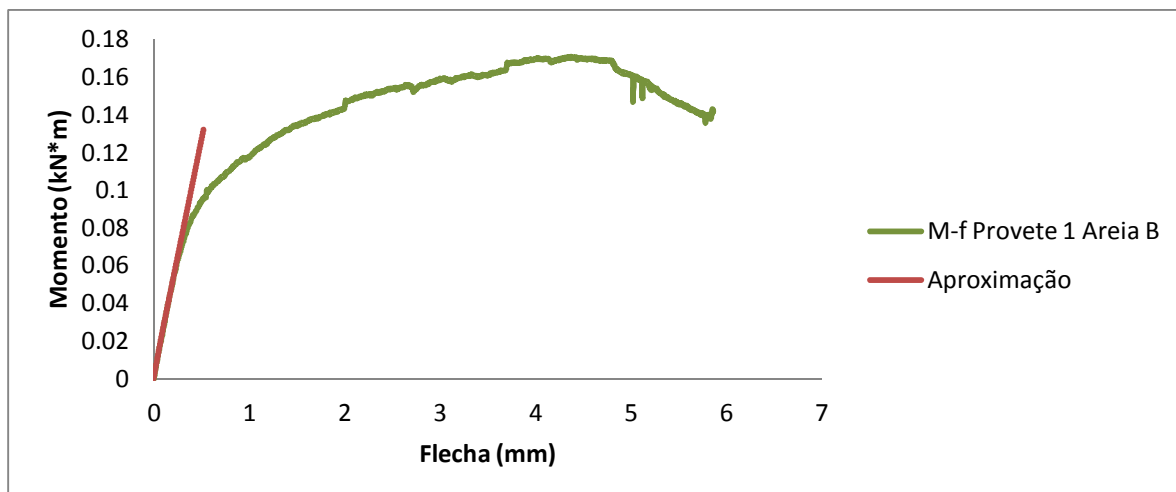


Fig.4.36. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 1 (Areia B).

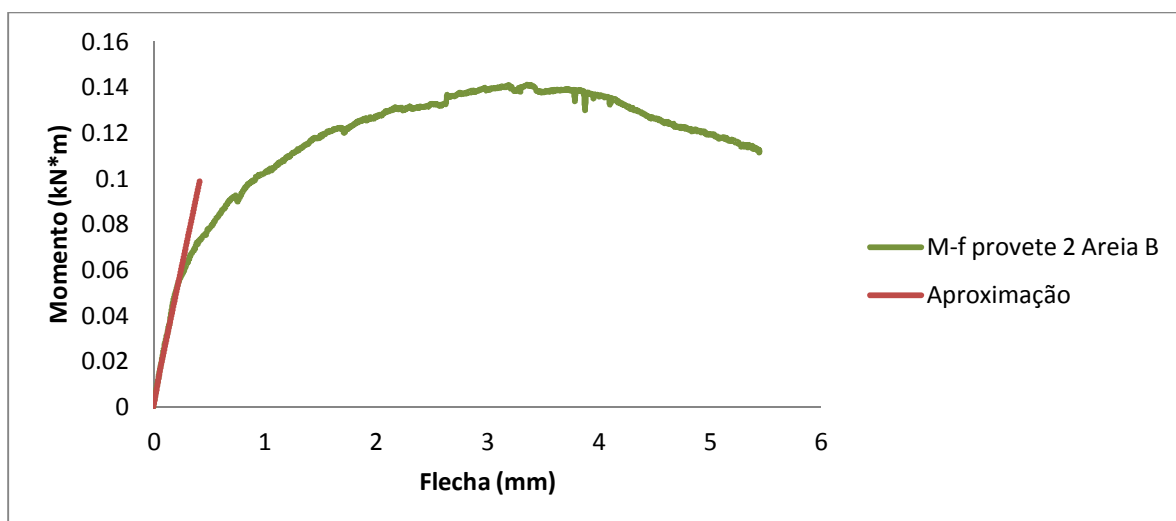


Fig.4.37. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 2 (Areia B).

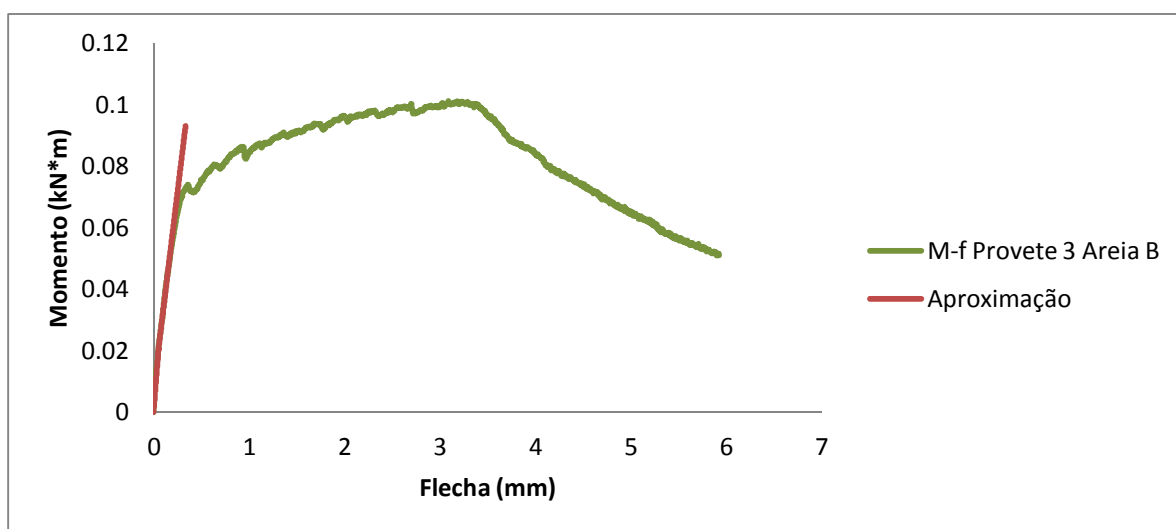


Fig.4.38. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provete 3 (Areia B).

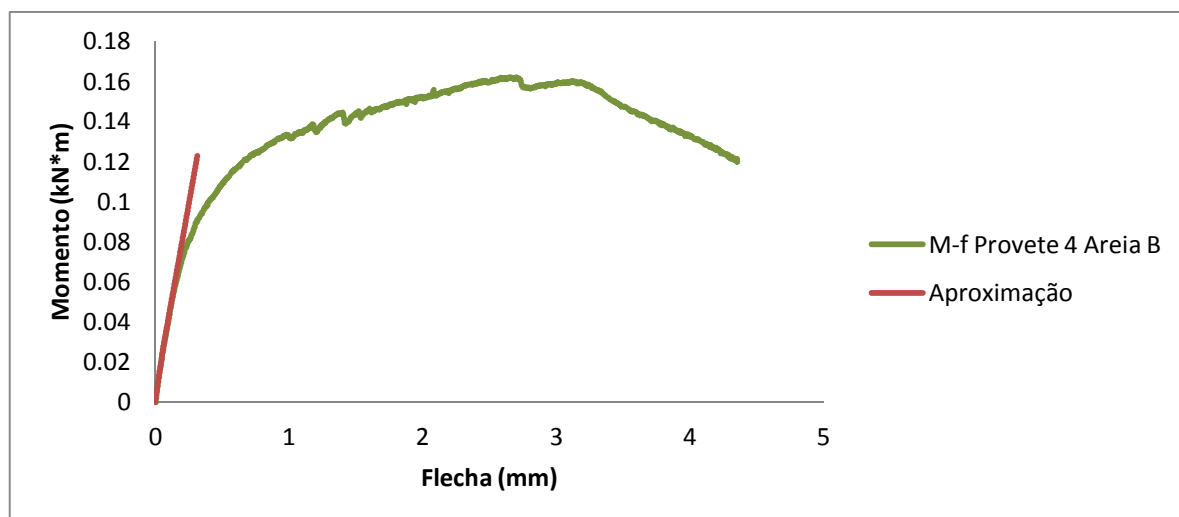


Fig.4.39. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9mm – Provede 4 (Areia B).

Os momentos encontrados, correspondentes ao fim da fase linear, são resumidamente apresentados no quadro 4.2:

Quadro 4.2 – Momentos M^* alcançados nos provedes com fibras de 9 mm

Momento M^* (correspondente ao fim da fase linear) (kN*m)						
	Provede 1	Provede 2	Provede 3	Provede 4	Média	Caraterístico
Areia A	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06
Areia B	0.07	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05

Como se pôde antecipar pelos diagramas, os resultados confirmam que o momento correspondente ao fim da fase linear é bastante próximo em todos os provedes ensaiados, sendo bastante próximos os valores nos oito provedes ensaiados. Portanto, é possível afirmar que a influência causada pela alteração da areia foi mínima.

Através da equação 4.2, e sabendo que os provedes têm 7.2 cm de largura e 2.7 cm de espessura, calcularam-se os respectivos valores de f_{tj} , resumidos no quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Valores da tensão de fissuração alcançados nos provedes com fibras de 9 mm

f_{tj} (MPa)						
	Provede 1	Provede 2	Provede 3	Provede 4	Média	Caraterístico
Areia A	7.83	7.44	6.91	6.62	7.20	6.67
Areia B	7.54	6.43	6.16	6.55	6.67	6.20

Mais uma vez os resultados anteriores indicam que a tensão de fissuração do material varia pouco com a mudança de areia, ainda assim com a Areia B o resultado médio é ligeiramente menor. A tensão de fissuração média é próxima dos 7 MPa.

Estes valores revelam a grande capacidade do material quando comparado com os betões tradicionais. O objetivo desta avaliação, sugerida pelas recomendações, é avaliar o comportamento de estruturas compostas por placas finas como por exemplo lajes. Complementarmente a estes ensaios pode ser necessário avaliar a resistência ao punçoamento destes elementos.

No entanto, os valores obtidos referem-se essencialmente ao limite da resistência da matriz cimentícia do material. A tensão calculada corresponde ao momento de fissuração e ao fim da fase elástica.

Os valores obtidos para a resistência tração nos diferentes ensaios são de ordens de grandeza bastante diferentes. Torna-se assim claro que os provetes pequenos (Quadro 3.15) são influenciados por um efeito de escala benéfico. No quadro que segue indica-se a variação da resistência à tração nos diferentes ensaios:

Quadro 4.4 – Variações na Resistência à Tração nos provetes com fibras de 9 mm

	Placas Finas (28dias)	Ensaio de Compressão Diametral (7 dias)	Prismas 4x4x16 (7dias)
Areia A	7.2 MPa	13.2 MPa	41.1 MPa
Variação	-	83%	471%
Areia B	6.67 MPa	11.95 MPa	32.94 MPa
Variação	-	79%	394%

A variação nos resultados é muito significativa chegando a ultrapassar, nos prismas 4x4x16 cm³, os 400% de aumento em relação aos valores das placas finas. No caso da compressão diametral, esse aumento não é tão vincado, mas mesmo assim a diferença é notória. Seria necessário realizar um maior número de ensaios de modo a averiguar se este padrão se mantém e se é legítimo estabelecer uma relação entre os ensaios.

Numa aplicação prática de um BEDRF da Ductal® foram ensaiados 196 prismas 4x4x16 cm³ provenientes da construção da Central Nuclear de Cattenom (França), o valor médio encontrado para a resistência à tração, por flexão, foi 41.8 MPa e o valor característico 33.9 MPa. Mais tarde, recorrendo à modelação desenvolvida Behloul M. [69] em 1996, estimou-se que a resistência à tração do material seria de 8.1 MPa [6]. Estes valores parecem, assim, estar de acordo com os resultados e as relações do quadro 4.4.

O facto do esquema de ensaio ser uma viga simplesmente apoiada permitiu que facilmente se determinasse o módulo de elasticidade do material. A estratégia adotada passou pela determinação, através do método da unidade fictícia de carga e do teorema dos trabalhos virtuais, da equação que define a deformada a meio vão em função do módulo de elasticidade e da força aplicada. Uma vez que a força correspondente ao fim da fase elástica e a respetiva flecha são conhecidas, o que se fez foi encontrar o módulo de elasticidade que igualasse a deformação obtida através da equação com a deformação do ensaio. O modo como a equação que define a deformação a meio vão foi alcançada é apresentado de seguida.

É condição necessária e suficiente para que um corpo esteja em equilíbrio elástico sob ação de um sistema de forças exteriores, que numa deformação virtual do corpo o trabalho virtual das forças exteriores iguale o trabalho elástico de deformação do corpo:

$$\sum W_{ext} = \sum W_{int} \quad (4.10)$$

O lado esquerdo da equação anterior pode ser traduzido como o somatório dos trabalhos das forças exteriores da estrutura virtual nos deslocamentos da estrutura real ($\sum \delta i \times \dot{R}i$). O lado direito da equação corresponde ao trabalho das forças internas da estrutura virtual nas deformações da estrutura real e é calculada aproximadamente da seguinte forma:

$$\sum W_{int} \approx \int \frac{M\dot{M}}{EI} \quad (4.11)$$

Apresenta-se de seguida os diagramas de momentos da estrutura real e da correspondente estrutura virtual com a carga unitária:

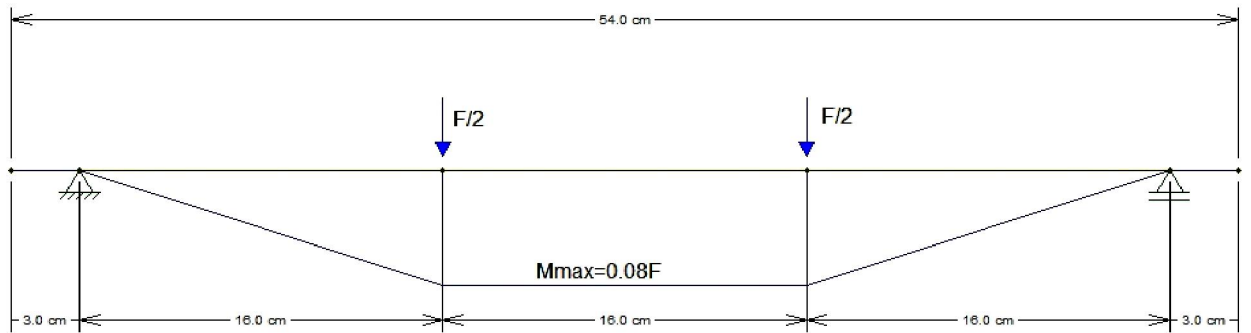


Fig.4.40. – Diagrama de Momentos Real.

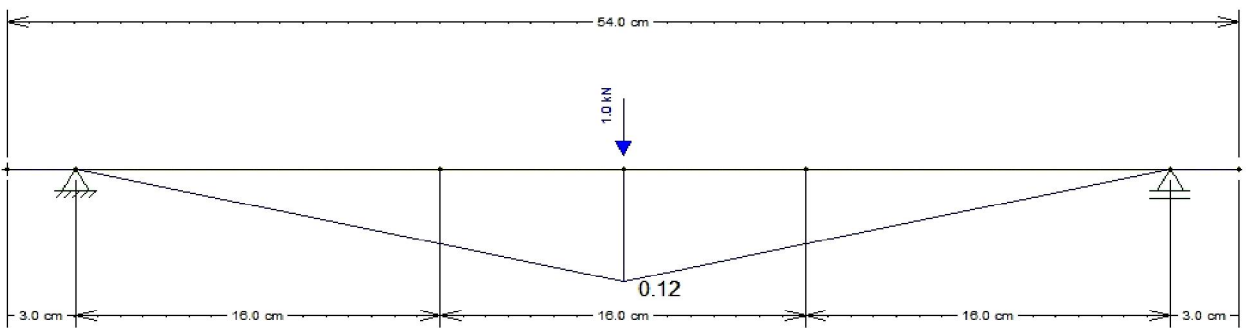


Fig.4.41. – Diagrama de Momentos Virtual.

A equação que resulta da integração anterior e que define a deformação a meio vão é apresentada na equação 4.12, sendo F a força aplicada, δ a flecha e E o módulo de elasticidade:

$$\delta = \frac{1}{E \times 1,18098 \times 10^{-7}} \times \frac{92 \times F}{46875} \quad (4.12)$$

Os diferentes módulos de elasticidade calculados estão resumidos no Quadro 4.5:

Quadro 4.5 – Módulo de Elasticidade dos provetes com fibras de 9 mm

Módulo de Elasticidade, E (Gpa)					
	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Provete 4	Média
Areia A	43.24	37.63	71.35	84.41	59.16
Areia B	50.43	56.42	59.79	82.97	62.40

O módulo de elasticidade assim obtido apresenta variações significativas nos diferentes provetes. Note-se o caso dos provetes com Areia A cujo valor mínimo, obtido para o Provete 2, foi de 37.63 GPa e o máximo 84.41 GPa. Em termos médios, o módulo de elasticidade situa-se próximo dos 60 GPa, o que reflete a grande rigidez deste material. Este valor está próximo do sugerido pelas recomendações francesas (55GPa).

Como se explicou no ponto 4.2.4, a análise inversa permite definir a lei constitutiva do material que, de forma aproximada, representa o comportamento à tração do material. De acordo com as equações expostas nesse ponto foi possível chegar ao valor f_{tj} de cada provete. Fez-se variar f_{tj} até que o momento máximo obtido através do modelo diferisse o menos possível do momento máximo do ensaio.

No quadro que se segue resume-se para cada provete os parâmetros f_{tj} , ϵ^e , f_{tj} , M_{rmax} e o momento máximo obtido através do modelo.

Quadro 4.6 – Resultados da Análise Inversa (provetes com fibras de 9 mm).

Análise Inversa - Fibras 9mm							
		f_{tj} (MPa)	ϵ^e	f_{tj} (MPa)	M_{rmax} - Ensaio (kNm)	M_{rmax} - Modelo (kNm)	Erro %
Areia A	Provete 1	7.82	1.81×10^{-4}	0.00	0.120	0.141	17.6%
	Provete 2	7.54	2.00×10^{-4}	0.34	0.135	0.135	0.0%
	Provete 3	6.91	0.97×10^{-4}	4.58	0.145	0.145	0.0%
	Provete 4	6.62	0.78×10^{-4}	0.00	0.110	0.130	18.5%
Areia B	Provete 1	7.54	1.49×10^{-4}	7.10	0.171	0.171	0.0%
	Provete 2	6.43	1.14×10^{-4}	5.51	0.141	0.141	0.0%
	Provete 3	6.16	1.03×10^{-4}	0.00	0.101	0.118	16.4%
	Provete 4	6.55	0.79×10^{-4}	6.59	0.162	0.162	0.0%

O quadro permite observar uma grande variação do parâmetro f_{tj} , registando-se valores que vão desde zero até f_{tj} e, no caso do Provete 4 com a Areia B, f_{tj} ultrapassa mesmo f_{tj} . Esta grande gama de valores poderá de certa forma estar relacionada com a variação encontrada no módulo de elasticidade, uma vez que o padrão de comportamento observado nas Fig.4.28 e 4.29 não parece ser essencialmente diferente. No caso dos Provetes 1 e 4 com Areia A e Provete 3 com Areia B, a diferença entre o momento de ensaio e o momento do modelo é bastante vincada, nestes casos observou-se que a diferença entre os momentos baixava à medida que f_{tj} se aproximava de zero mas mesmo quando foi atingido esse valor, o erro na aproximação mantém-se entre 16.4-18.5%. Nos restantes provetes o momento máximo do modelo iguala o do ensaio. O facto de no Provete 4 com Areia B f_{tj} ultrapassar f_{tj} não faz sentido à luz do modelo que admite que a tensão baixa depois de ser atingido f_{tj} .

4.4.2. COMPOSIÇÃO COM FIBRAS DE 9+12MM

Foram ensaiados 3 provetes da composição com fibras de 9+12mm com 28 dias de idade. Neste caso, apenas foi possível a utilização da Areia B. Como se explicou, desta vez, utilizou-se uma misturadora de maior capacidade de modo a que fosse possível fabricar vários provetes (destinados aos ensaios com placas finas e WST) de uma só vez. Para além disso houve a necessidade de aumentar cerca 10% a razão água/cimento e modificar os tempos de amassadura de forma a atender a dificuldades que no momento foram surgindo. Por outro lado, as placas finas para a composição que agora se avalia apresentam maiores dimensões do que as anteriores devido à inclusão das fibras de 12mm de comprimento.

Os diagramas do momento ($\text{kN}\cdot\text{m}$) em função da flecha (mm) obtidos para esta composição são apresentados abaixo:

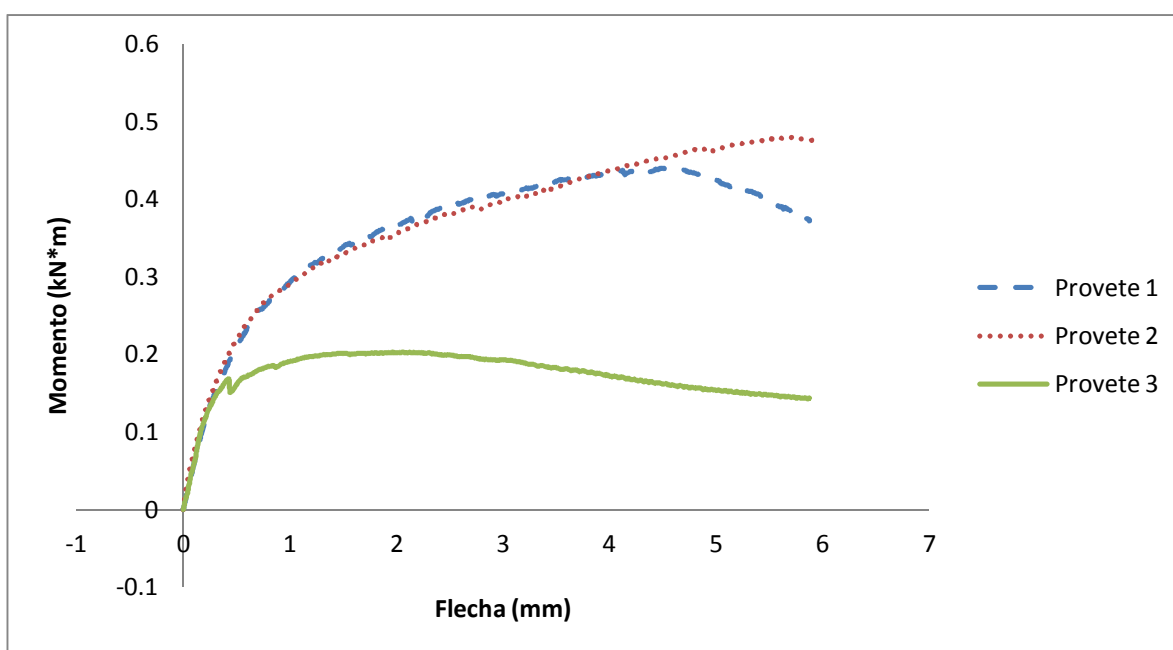


Fig.4.42. – Resultados dos ensaios com Fibras de 9+12mm.

À semelhança do que se fez nos outros ensaios, os valores dos momentos foram obtidos por conversão dos resultados do ensaio recorrendo à equação 4.1. Também neste caso, os diagramas anteriores evidenciam que, após a fase linear, o momento continua a aumentar, sugerindo um “*deflection-hardening behavior*”. No entanto, o padrão de comportamento do Provete 3 é francamente diferente dos restantes, sendo esse provete aquele que atingiu o menor momento máximo. Pode-se observar que inicialmente os comportamentos são bastante semelhantes, mas a certa altura nota-se uma descida rápida do momento do terceiro provete seguida de uma recuperação, a partir desse ponto o momento no Provete 3 manteve-se sempre bastante abaixo dos outros dois, sendo que nesse provete o momento máximo é menos de metade do que o alcançado nos outros ensaios. Por isso os dados do terceiro ensaio relativos ao momento máximo e análise inversa não serão avaliados. Em termos da fase linear o comportamento é análogo nos três casos.

No quadro que se segue apresentam-se os momentos máximos e respetiva média e quantil de 5% (distribuição de Gauss):

Quadro 4.7 – Momentos máximos alcançados nos provetes com fibras de 9+12 mm

M _{rmax} (kN*m)					
	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Média	Caraterístico
Areia B	0.44	0.48	-	0.46	0.44

Os valores de momento aqui alcançados são bastantes superiores aos registados no Quadro 4.1, o que é compreensível uma vez que são provetes de maiores dimensões. Notando-se que os resultados alcançados no Provete 1 e 2 são bastante próximos.

Em termos do valor do momento que define o fim da fase elástica pode-se antever, através da visualização dos digramas da Fig. 4.42, que a variação não será elevada. Seguidamente apresenta-se os diagramas que possibilitaram a obtenção do momento M* correspondente ao ponto em o que diagrama deixa de ser linear.

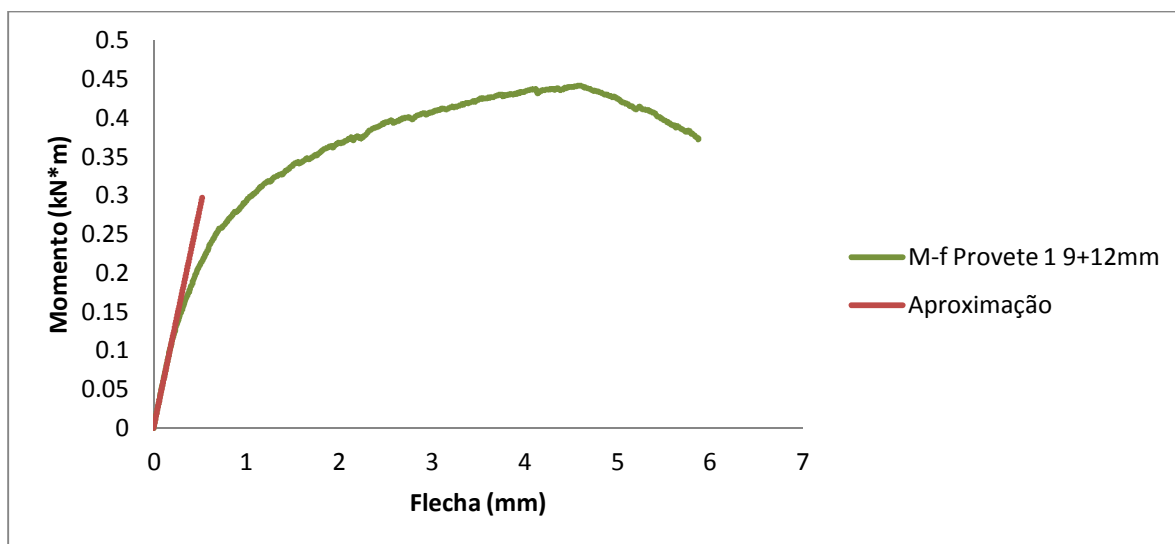


Fig.4.43. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9+12mm – Provete 1 (Areia B).

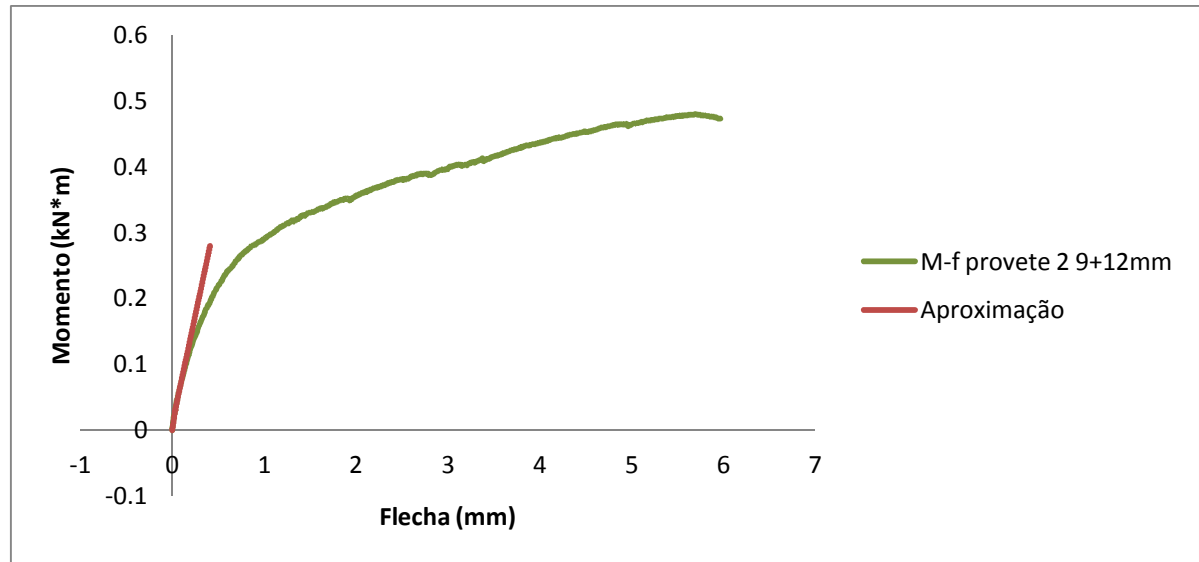


Fig.4.44. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9+12mm – Provete 2 (Areia B).

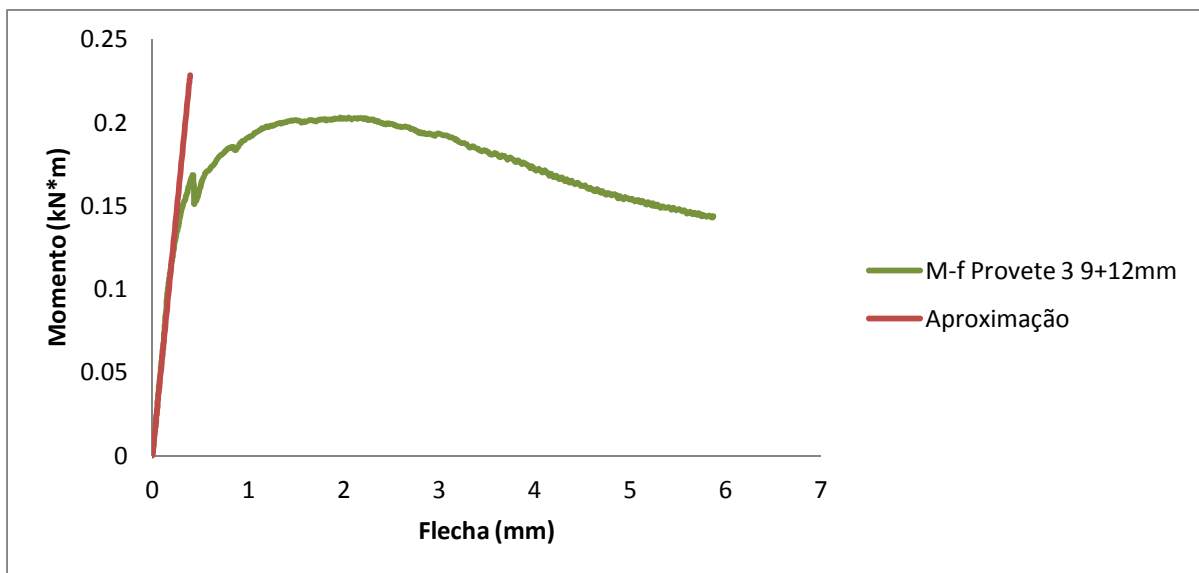


Fig.4.45. – Aproximação da fase linear com Fibras de 9+12mm – Provete 3 (Areia B).

Os momentos encontrados, correspondentes ao fim da fase linear, são resumidamente apresentados no quadro 4.8:

Quadro 4.8 – Momentos M^* alcançados nos provetes com fibras de 9+12 mm

Momento M^* (correspondente ao fim da fase linear) (kN*m)					
	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Média	Caraterístico
Areia B	0.12	0.10	0.11	0.11	0.10

Nos valores do quadro anterior não se nota variação significativa, sendo gama de resultados pouco alargada. Esta pequena variação, também antes experimentada nos provetes com fibra de 9mm, sustenta a ideia que o momento M^* depende essencialmente da matriz cimentícia e que a participação das fibras é mais marcada em fases posteriores à linear. O Provede 3, apesar de atingir um momento máximo bastante inferior, não perdeu resistência elástica. É portanto fundamental definir métodos de betonagem que permitam otimizar o comportamento do material, prevendo com exatidão a orientação e distribuição das fibras.

As tensões de fissuração f_{tj} foram calculadas através da equação 4.2, sabendo que os provetes têm 9.6 cm de largura e 3.6 cm de espessura.

Quadro 4.9 – Valores da tensão de fissuração alcançados nos provetes com fibras de 9+12 mm

ftj (MPa)					
	Provede 1	Provede 2	Provede 3	Média	Caraterístico
Areia B	5.70	4.82	5.53	5.35	4.89

Não é totalmente surpresa o facto das tensões de fissuração apresentadas serem significativamente inferiores às registadas no Quadro 4.3. Pensa-se que o fator que mais contribuiu para este acontecimento foi aumento indispensável da razão água/cimento em 10% aquando da amassadura, por outro lado as dimensões dos provetes são superiores as empregadas nos ensaios anteriores. Por se tratar de uma composição com um relação água/cimento bastante baixa um pequeno aumento do volume de água pode afetar significativamente a matriz cimentícia do material. Uma vez que M^* depende essencialmente dessa matriz cimentícia era espectável que ocorresse uma descida das tensões fissuração. Outra razão para esta descida pode estar relacionada com o facto dos provetes com fibras de 9mm serem bastante esbeltos, e que por isso possam ter beneficiado de um efeito benéfico, proporcionado pelo fator de escala. As composições com fibras de 9mm devem ser ensaiadas, em futuros trabalhos, em provetes de maior dimensão.

No quadro que segue indica-se a variação da resistência à tração obtida nos diferentes ensaios realizados para a composição com fibras de 9+12mm:

Quadro 4.10 – Variações na Resistência à Tração nos provetes com fibras de 9+12 mm

	Placas Finas (28dias)	Ensaio de Compressão Diametral (7 dias)	Prismas 4x4x16 (7dias)
Areia B	5.35 MPa	9.49 MPa	35.78 MPa
Variação	-	77%	569%

À semelhança do Quadro 4.4, também é em relação aos resultados com primas 4x4x16 cm³ que ocorre a maior variação. A resistência obtida com estes provetes foi 569% superior à regista nas placas finas, sendo esta variação mais acentuada do que no caso dos provetes com as fibras de 9mm (Areia A: 471%, Areia B: 394%). Já no ensaio de compressão diametral o aumento relativamente às placas finas foi mais ligeiro ficando pelos 77%, sendo esta variação semelhante à registada no Quadro 4.4. É importante referir que os ensaios mencionados no Quadro 4.10 foram realizados em material proveniente da mesma amassadura.

A abordagem seguida para a definição do módulo de elasticidade é em tudo semelhante à anterior por isso, apresenta-se aqui apenas a equação que define a deformação a meio vão adaptada as dimensões destes provetes.

$$\delta = \frac{1}{E \times 3.73248 \times 10^{-7}} \times \frac{5589 \times F}{2000000} \quad (4.13)$$

Os módulos de elasticidade foram obtidos substituindo na equação a F e δ pelos valores que definem o fim da fase elástica em cada provete. Os valores calculados estão resumidos no quadro em baixo.

Quadro 4.11 – Módulo de Elasticidade dos provetes com fibras de 9+12 mm

Módulo de Elasticidade, E (GPa)				
	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Média
Areia B	45.67	56.13	48.4	50.07

A variação do módulo de elasticidade é menor do que a registada anteriormente para os provetes com fibra de 9mm assim como o seu valor médio. Os valores aqui conseguidos também estão próximos dos sugeridos pelas recomendações francesas (55GPa).

Os valores de f_{tuj} , calculados iterativamente e de acordo com o exposto no ponto 4.2.4 desta dissertação, encontram-se resumidos no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Análise Inversa (provetes com fibras de 9+12 mm).

Análise Inversa - Fibras 9+12mm							
		f_{tj} (MPa)	ϵ^e	f_{tuj} (MPa)	M _{max} - Ensaio (kNm)	M _{max} - Modelo (kNm)	Erro %
Areia B	Provete 1	5.70	1.25×10^{-4}	7.17	0.442	0.442	0.0%
	Provete 2	4.82	0.86×10^{-4}	7.36	0.480	0.480	0.0%
	Provete 3	-	-	-	-	-	-

Neste caso o valor de f_{tuj} foi bastante semelhante nos dois primeiros provetes. O valor de f_{tuj} ultrapassa claramente o valor de f_{tj} , talvez a justificação para aspeto passe pelo comportamento do material, que como se pode observar pelos diagramas de ensaio parece exibir um “*deflection-hardening behavior*”. O processo de análise inversa aqui exibido parece melhor conseguido do que no caso anterior.

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A série de ensaios apresentados neste capítulo permitiram conhecer e caracterizar de forma mais rigorosa o material apresentado no Capítulo 3. Não se registaram contratempos significativos no momento de realização do ensaio nem nas fases de preparação dos provetes.

Foram ensaiadas duas composições, uma com fibras de 9mm e outra com mistura de fibras de 9+12mm, sendo que para a primeira foram preparados provetes com dois tipos de areia. As resistências de fissuração médias alcançadas foram 7.20MPa (Areia A) e 6.67MPa (Areia B) nos provetes com fibras de 9mm e 5.35MPa nos provetes com fibras de 9+12mm. Observou-se que a

resistência da composição com fibras de 9mm superou a atingida na composição com fibras de 9+12mm, não sendo esse facto uma surpresa. Como se explicou, os resultados atingidos podem ter sido, em grande parte, afetados pelo aumento indispensável da razão água/cimento em 10%, por outro lado a primeira composição pode ter sido favorecida por um efeito de escala benéfico, uma vez que os ensaios foram efetuados em provetes mais esbeltos.

Os resultados alcançados neste capítulo foram comparados com os alcançados nos prismas 4x4x16 cm³ e compressão diametral sendo bastante marcadas as diferenças encontradas. A resistência à tração nos ensaios de compressão diametral é cerca de 80% superior à registada nas placas finas. Nos prismas 4x4x16 cm³ a resistência à tração conta com aumento entre 394% e 569% relativamente às placas finas.

Na composição com as fibras de 9mm, o comportamento sugerido pelos diagramas de ensaio manteve-se bastante semelhante em todos os casos, apesar de se registarem algumas variações no momento máximo atingido. Concluiu-se que a mudança de areia não influenciou significativamente nem o comportamento nem a resistência do material, no entanto, a tensão de fissuração com a Areia B revelou-se ligeiramente inferior. Na mesma composição, os módulos de elasticidade obtidos para os diferentes provetes variaram significativamente, sendo que o valor médio foi de aproximadamente 60GPa, estando este próximo do sugerido pelas recomendações francesas. Em relação à análise inversa os valores alcançados para o f_{tj} são bastante diferentes, variando desde zero até f_{tj} , chegando num dos casos a ultrapassar f_{tj} .

Já para a composição com fibras de 9+12mm, o terceiro provete revelou um comportamento bastante diferente dos restantes, observando-se que o momento máximo foi cerca de metade do registado com os outros ensaios. No entanto, o valor de f_{tj} revelou-se bastante próximo nos três casos. No módulo de elasticidade também não se notou variações significativas. Em relação a f_{tj} os valores registados foram semelhantes nos dois primeiros provetes, porém ultrapassando o valor de f_{tj} .

5

“WEGDE SPLITTING TEST” (WST)

5.1. INTRODUÇÃO

Para dimensionar qualquer peça estrutural é fundamental que os Engenheiros-Projetistas conheçam bem as características que definem o comportamento dos materiais que utilizam, prevendo o seu desempenho na estrutura e, principalmente, salvaguardando a segurança dos seus futuros utilizadores. É, portanto, clara a necessidade de realizar um vasto número de ensaios que permitam descobrir com exatidão as leis que definem essas propriedades mecânicas.

No caso do comportamento à tração, uma das formas mais diretas de o fazer é realizar ensaios de tração uniaxiais, dado que estes permitem obter o diagrama tensão-extensão do material, sem recurso à análise inversa. Porém, isto apenas é válido caso o ensaio seja realizado sob condições muito bem controladas, sendo este tipo ensaio bastante exigente em relação aos equipamentos e à experiência do investigador [55]. As pequenas deformações na rutura e a grande rigidez dos provetes de betão tornam difícil a execução do ensaio [56]. O “*Wegde Splitting Test*” permite obter um processo de fratura estável, sem recurso a equipamentos sofisticados [57], adequado para a análise inversa [55]. Tem, ainda, a vantagens em relação aos ensaios de flexão sob 3 pontos, de permite desprezar o peso próprio do provete [56].

No entanto, entre os investigadores, ainda não existe consenso sobre a utilização dos ensaios indiretos e permanecem algumas dúvidas sobre a adequabilidade destes ensaios para determinar o diagrama tensão-extensão do material. Alguns acreditam que os mínimos locais podem restringir a utilização da análise inversa, enquanto outros estão preocupados com a energia que é dissipada. Portanto, acredita-se que este tipo de ensaios deva, ainda, ser validado e calibrado [48].

Neste capítulo efetuar-se-á uma revisão bibliográfica, que permita o enquadramento do WST, a definição do equipamento necessário para o ensaio, a apresentação e discussão dos resultados obtidos, assim como a determinação da lei constitutiva do material.

5.2. ENQUADRAMENTO

O WST foi originalmente introduzido por Linsbauer e Tschegg [59] e, mais tarde, desenvolvido por Bruhwiler e Wittmann [56]. Conhecido por ser um ensaio compacto de determinação da resistência à tração, tem como principal objetivo medir a quantidade de energia necessária para dividir um provete em duas metades, monitorizando a força aplicada e a abertura de fenda. Na Fig.5.1 é possível observar alguma variedade de provetes, no entanto, aquele que tem vindo a ser adotado pela maioria dos investigadores é o cúbico, Fig.5.1 (a). Os provetes são caracterizados por possuírem um entalhe e um rasgo de partida, de modo a localizar a fendilhação. Os provetes cilíndricos, Fig.5.1 (b) e (c), destinam-se ao ensaio de carotes, ou seja, amostras retiradas diretamente da estrutura. A Fig.5.1 (d) representa a possível adequabilidade do ensaio à caracterização de um maciço rochoso.

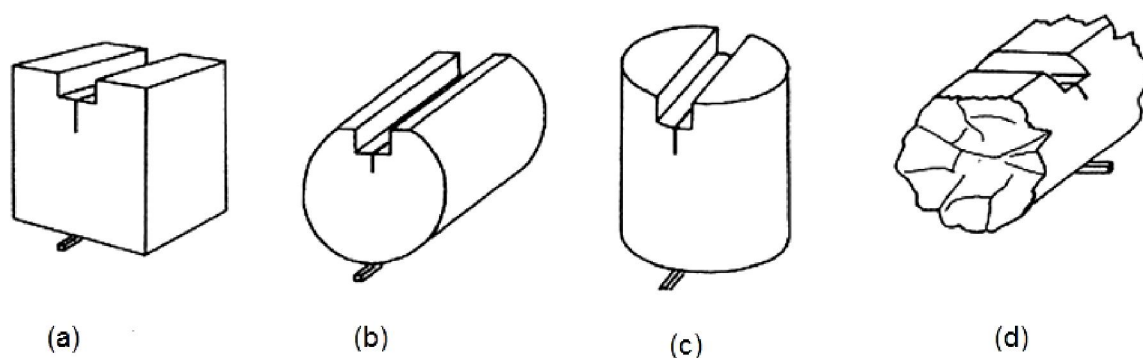


Fig.5.1. – Diferentes formas de provete. [56]

Na figura seguinte apresenta-se esquematicamente as diferentes partes que compõem o ensaio. Pode-se observar, na Fig.5.2 (a), o provete cúbico sobre um apoio simples, equipado com uns pequenos dispositivos de fixação dos LVDT's. Na imagem subsequente, Fig.5.2 (b), o provete está munido de dois LVDT's que permitem a monitorização da abertura da fenda. Duas peças equipadas com rolamentos são colocadas no topo do provete e serão responsáveis pela transmissão do carregamento, Fig.5.2 (c). Um perfil de aço equipado com 2 cunhas converte o carregamento vertical em horizontal, à medida que as cunhas vão sendo carregadas, penetram entre os rolamentos, empurrando horizontalmente as peças no topo do provete, Fig. 5.2 (d).

Conseguir uma fratura estável num provete de betão é particularmente difícil, devido à grande rigidez do provete, sendo muitas vezes necessário utilizar máquinas de ensaio bastante rígidas. De acordo com Shah e Carpinteri [70] o WST supera esta dificuldade com utilização das cunhas. A máquina de ensaio é deformada apenas pela componente vertical do carregamento e cunhas com pequena inclinação permitem que a componente vertical da força seja reduzida em relação à força de separação. Assim, não é necessário recorrer a uma máquina de ensaio muito rígida.

Em suma as vantagens do WST que têm vindo a ser enumeradas [58]:

- Provetes compactos e leves;
- A razão entre a área de fratura e volume do provete é 5,2 vezes superior à encontrada nos provetes de flexão sob 3 pontos e, portanto, grandes áreas de fratura podem ser avaliadas em provetes de massa reduzida;

- Os provetes podem ser facilmente moldados em obra ou obtidos através de carotes da própria estrutura real;
- A utilização das cunhas, para efetuar o carregamento, aumenta a estabilidade e rigidez do ensaio permitindo utilizar máquinas de ensaio menos rígidas;
- O efeito do peso próprio do provete é desprezável.

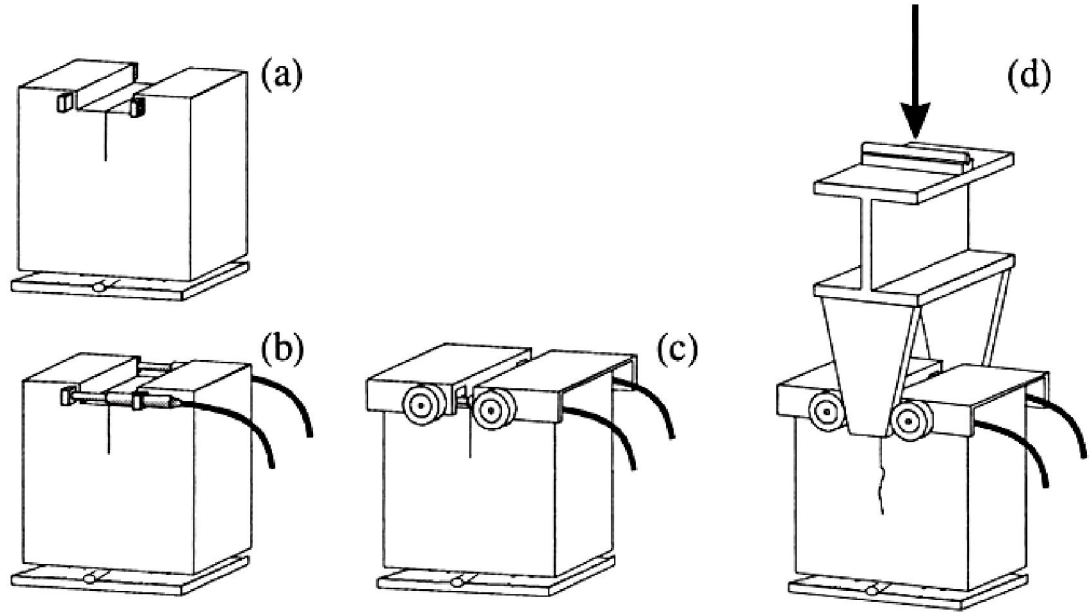


Fig.5.2. – Representação do Ensaio: (a) Provete de BEDRF, (b) Provete de BEDRF com 2 LVDTs, (c) Dispositivos de Metálicos com Rolamentos, (d) Esquema Completo com Cunhas de aplicação de Carga. [71]

Os valores registados, no decorrer do ensaio, são a força vertical, F_v , e a abertura de fenda (“*crack mouth opening displacement*”) (CMOD), através LVDT’s fixados ao nível da aplicação da força de separação F_s (componente horizontal que atua nos rolamentos).

À frente, na Fig.5.3. são esquematizadas as forças envolvidas. F_s é calculada tendo em consideração o ângulo α de inclinação da cunha:

$$F_v = K \times F_s \quad (5.1)$$

Sendo que K é obtido pela expressão (5.2.), segundo Rossi et al.[72] ignorando o coeficiente de atrito μ admite-se um erro de 0.4%-1.9%. A utilização de rolamentos de agulhas permite um coeficiente de atrito reduzido. Hillemeier e Hilsdorf [73], em 1977, obtiveram experimentalmente um valor para coeficiente de atrito baixo ($\mu=0.031\%$) usando rolamentos de agulhas.

$$K = \frac{2 \times \tan \alpha + 2\mu}{1 - \mu \tan \alpha} \approx 2 \tan \alpha \quad (5.2)$$

O ângulo $\alpha=15^\circ$ é um compromisso razoável. Um grande ângulo da cunha, superior a 30° , é indesejável porque conduz a grandes tensões normais, por outro lado ângulos demasiado pequenos são, do ponto de vista do atrito, desfavoráveis [58].

Originalmente, o ensaio foi concebido com o objetivo de calcular a energia de fratura G_F porém, atualmente, através da aplicação de um método de análise inversa adequado, é possível definir a lei constitutiva do material [48].

Basicamente, a energia de fratura necessária para dividir o provete é calculada através do quociente entre a área abaixo do diagrama F_s -CMOD e a superfície de fratura [56], representada na Fig.5.4.

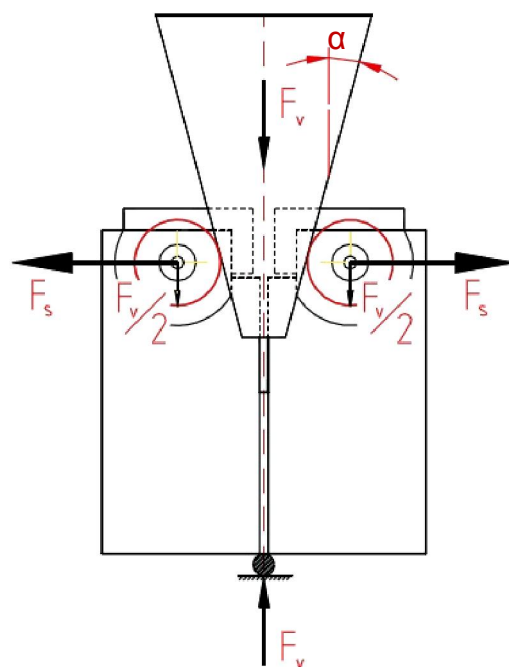


Fig.5.3. – Esquema de Forças. [54]

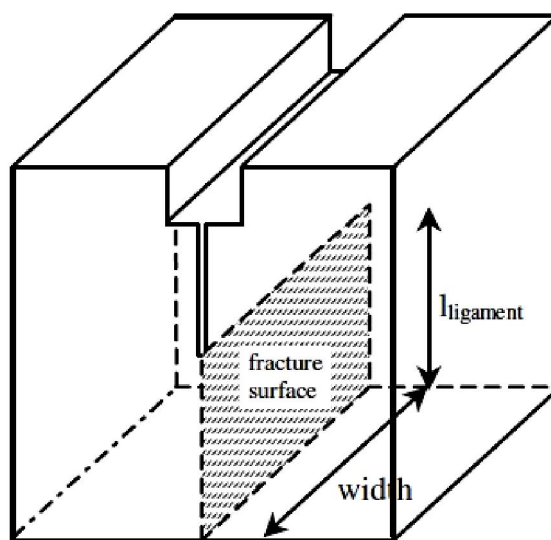


Fig.5.4. – Superfície de Fratura. [58]

Os provetes a ensaiar devem apresentar dimensões reduzidas, de forma a diminuir a carga necessária para iniciar e propagar a fendilhação [74]. No entanto, não devem ser demasiado pequenos ao ponto de afetar o processo de fendilhação. RILEM (1985,1990) [75, 76] e ACI-466 recomendam que as

dimensões do provete na direção de fendilhação sejam, pelo menos, três vezes superiores ao diâmetro máximo do agregado. Na Fig.5.5 apresenta-se as dimensões do provete. Sendo L o lado do cubo, a_0 o comprimento do rasgo, h o comprimento ligado, d_1 a distância do rolamento ao centro do provete, d_2 a distância à base do provete, b_m a largura da parte superior e a_m a largura do rasgo.

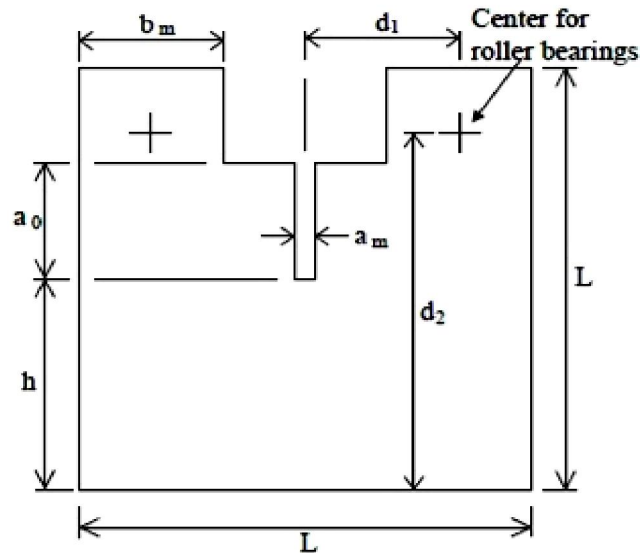


Fig.5.5. – Dimensões do Provete. [48]

A utilização do WST tem provado ser capaz de caraterizar com sucesso as propriedades de fratura do betão [54]. No caso de betões reforçados com fibras, um pequeno número de referências foi encontrado:

- Meda et al. [77] usou o WST com o objetivo de determinar o diagrama, bilinear, que relaciona a tensão com a abertura de fenda por meio da análise inversa, em provetes de diferentes tamanhos;
- Nemegeer et al. [78] recorreu ao WST para investigar a resistência à corrosão do betão reforçado com fibras no estado fendilhado;
- Löfgren [79] verificou que poderia haver problemas com fissuras horizontais, apresentado na Fig. 5.6, problema que também foi identificado por Leite et al.[80].

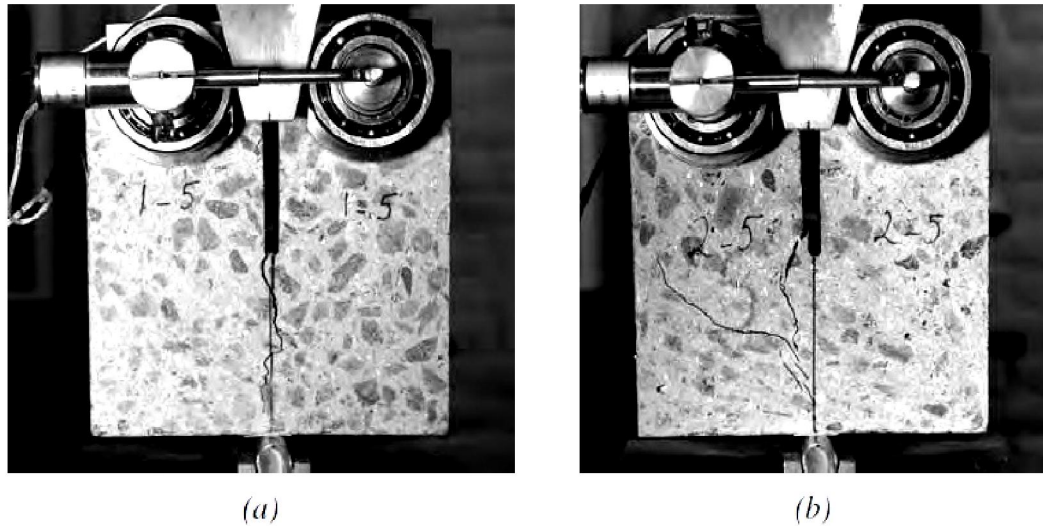


Fig.5.6. – Provete fendilhados: (a) provete com uma única fenda vertical e (b) provete com fendilhação horizontal. [81]

Em 2007, I. Lofgren, H. Stang e J. F. Olesen [54] estudaram e demonstraram o modo como WST pode ser usado para determinar as propriedades mecânicas de betões reforçados com fibras. Foram comparados os resultados de três tipos de ensaio diferentes: ensaio de tração uniaxial, flexão sob 3 pontos e o “*Wegde Splitting Test*”. No que diz respeito ao WST foram usados provetes com dois tamanhos, representados na Fig.5.7. Os diagramas de tensão-extensão foram obtidos recorrendo a métodos de análise inversa.

Segundo os investigadores, o volume dos provetes é representativo e as suas dimensões foram escolhidas com intuito de facilitar procedimentos normalizados.

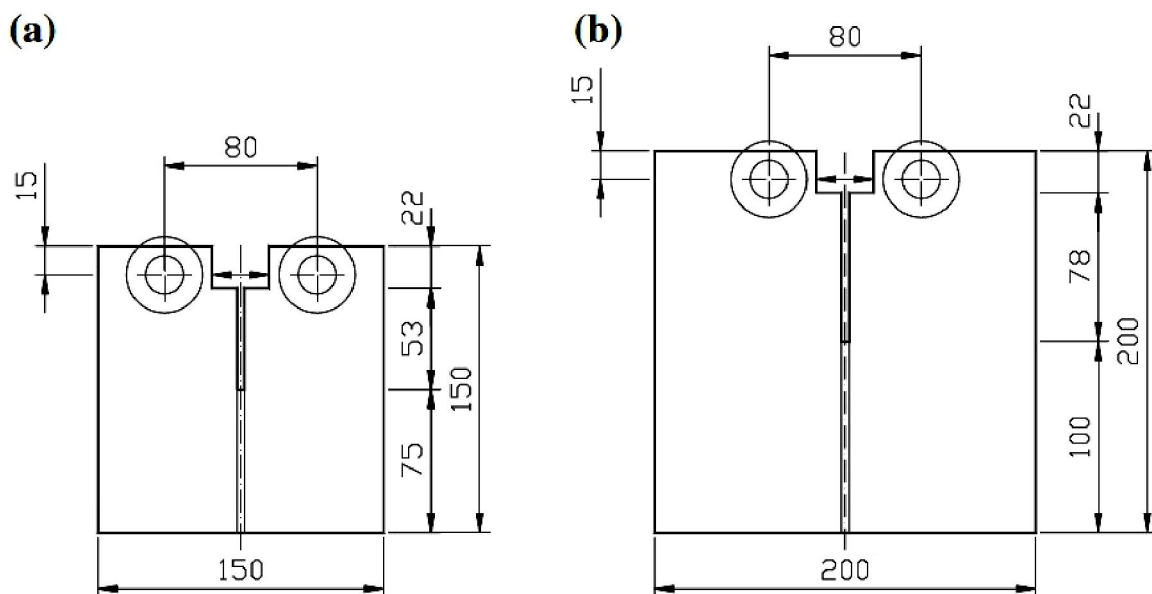


Fig.5.7. – Dimensões dos Provete (em milímetros): (a) Provete Pequeno, (b) Provete Grande. [54]

As conclusões alcançadas indicam que o WST pode ser perfeitamente aplicado em betões reforçados com fibras e, a dispersão de resultados apresentada, é menor do que a obtida nos ensaios de flexão sob 3 pontos. Tornou-se evidente a sensibilidade que os provetes de tração uniaxial apresentavam aos processos de betonagem, tendo-se verificado, apenas, metade do volume de fibras esperado na zona de fendilhação.

Os provetes WST de menor dimensão permitem uma grande poupança de material, quando comparados com os provetes de flexão sob 3 pontos. O volume gasto numa viga é equivalente ao necessário para moldar 4 provetes cúbicos pequenos.

A próxima imagem esquematiza essa poupança e justifica o facto deste ensaio ser conhecido como um ensaio compacto de resistência à tração.

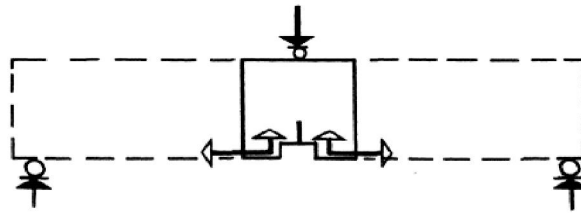


Fig.5.8. – WST visto como um ensaio de flexão sob 3 pontos compacto. [70]

Concluiu-se, também, que o tamanho do provete não teve influência no número relativo de fibras na zona de fissuração. Apenas é recomendado que, para fibras inferiores a 40 mm de comprimento, se utilize o provete pequeno e, no caso de fibras com comprimento inferior a 60 mm, se opte pelo provete grande. Neste trabalho é ainda recomendado, de forma a evitar a ocorrência da fissuração horizontal anteriormente apresentada, a utilização de um “entalhe guia” (*“guide notch”*) ao longo do provete, de modo a garantir que a propagação da fenda se dê na vertical, a Fig. 5.9 ilustra o *“guide notch”* e indica a face de betonagem seleccionada (*“casting surface”*).

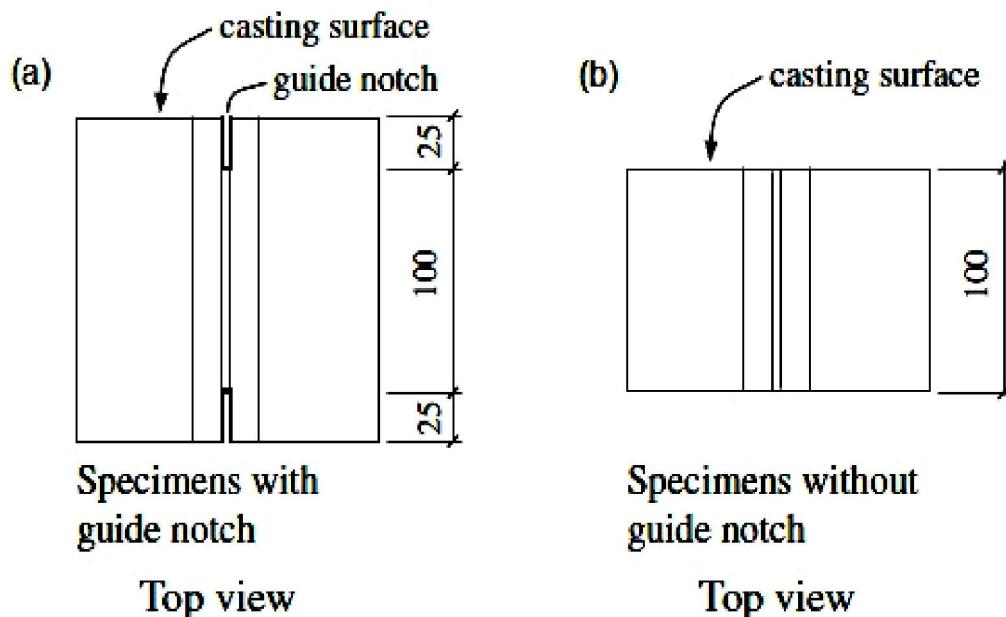


Fig.5.9. – Vista de cima do provete: (a) com *guide notch*, (b) sem *guide notch*. [54]

Foi realizada uma série de ensaios para avaliar a influência do “*guide notch*”. Os resultados indicam que este é capaz de impedir eficazmente a fissuração horizontal, no entanto, a energia dissipada durante o ensaio aumentou ligeiramente entre 5%-15%. Acredita-se que os benefícios alcançados com o “*guide notch*” justificam o pequeno aumento da energia dissipada.

Jianzhuang Xiao et al. [82] utilizaram, em 2004, o WST na avaliação do comportamento do Betão de Elevado Desempenho sem fibras. Neste projeto de investigação foram utilizados provetes de dimensões 100x300x300 mm para avaliar a influência na resistência provocada pela presença de agregado grosso. Concluiu-se que, de forma geral, o comportamento mecânico do Betão de Elevado Desempenho Sem Fibras não era ideal, revelando-se um material frágil. A energia de fratura e a ductilidade eram maiores quando existia agregado grosso.

5.3. ANÁLISE INVERSA

Depois de realizado o ensaio é necessário recorrer à análise inversa para definir a lei constitutiva do material.

A análise inversa é constituída por três fases fundamentais: obtenção dos resultados a partir de ensaios, simulação desses resultados variando os parâmetros que se pretendem determinar, otimização do processo de simulação, tentando diminuir as discrepâncias entre os dados obtidos nos ensaios e os simulados[83]. Na figura que se segue representa-se o princípio da análise inversa.

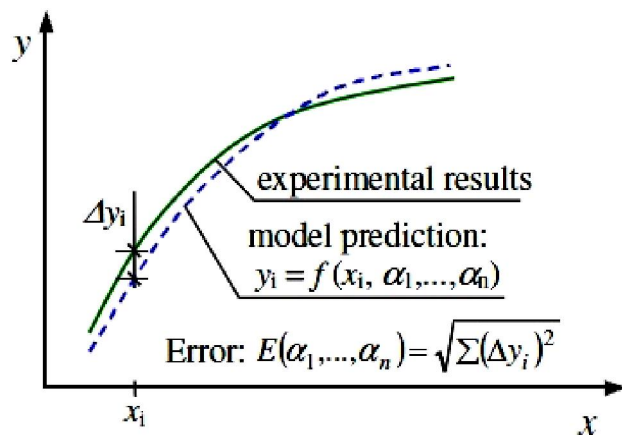


Fig.5.10. – Princípio da Análise Inversa. [81]

Ao longo das últimas décadas, têm vindo a ser desenvolvidas duas abordagens diferentes ao problema. Por um lado, a curva tensão-extensão pode ser determinada ponto a ponto minimizando, em cada um deles, as diferenças entre os valores computadorizados e o seu correspondente no diagrama Fs-CMOD, Fig.5.11(a). Por outro lado, os parâmetros que definem a curva tensão-extensão podem ser determinados com base na forma de uma curva previamente definida, Fig.5.11(b) [83].

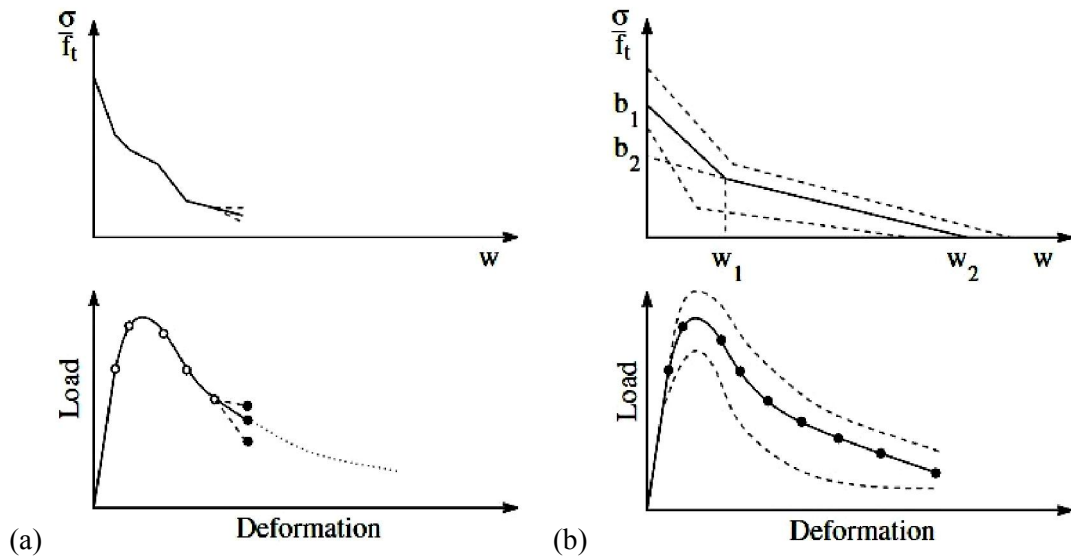


Fig.5.11. – Duas abordagens para a análise inversa. [83]

O método poli-linear introduzido por Kitsutaka et al. [84] é um exemplo do caso representado na Fig.5.11(a). A desvantagem desta abordagem é os que erros do ensaio têm uma grande influência no processo, os erros vão sendo acumulados em cada novo ponto que é determinado [83]. A segunda abordagem, esquematizada na Fig.5.11(b), é um processo de otimização global sendo que a curva tensão-extensão pré-determinada, neste caso, apresenta a forma bilinear. Segundo Lennart Østergaard [48], este tipo análise proporciona uma maior robustez.

Neste trabalho, a análise inversa será conduzida com recurso a um código MATLAB® desenvolvido na Technical University of Denmark por Lennart Østergaard [48], durante a sua tese de doutoramento. O método utilizado por este autor baseia-se no “Hinge Model” desenvolvido por Ulfkjær et al. [85] e aprofundado por Olesen [86]. Este modelo assume que a fissuração altera localmente o campo de tensões em seu redor sendo que o restante elemento permanece inalterado. O objetivo desta abordagem passa por determinar a relação tensão – abertura de fenda (“stress – crack opening relationship”). O “Hinge Model” é um modelo analítico não linear que se propõe modelar a zona junto à propagação da fissuração com camadas de elementos de mola que estão ligados a um limite rígido na sua fronteira (Fig.5.12). Deste modo, a perturbação do campo de tensões, causada pela fissuração, é confinada entre esses limites rígidos [86].

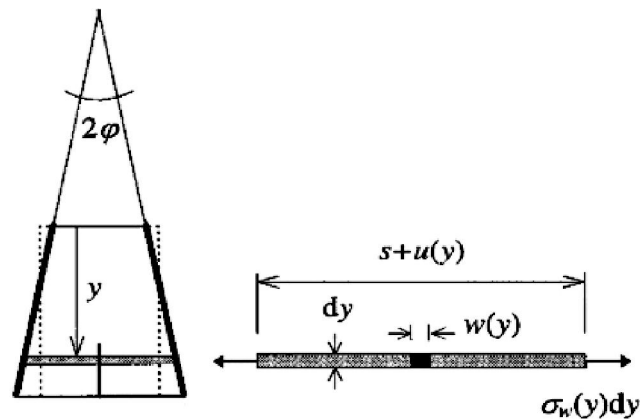


Fig.5.12. – Hinge Model. [86]

Desta forma, o “Hinge Model” tanto pode ser aplicado em ensaios de flexão sob 3 pontos ou WST. O comportamento de cada elemento de mola é assumido como sendo linear no estado não fissurado e, após a fissuração, aproximado por um diagrama bilinear.

A adaptação do “Hinge Model” ao WST foi desenvolvida por Lennart Østergaard [48] em 2003. Os pormenores da modelação e uma explicação mais clara sobre a análise inversa podem ser encontrados no trabalho deste autor. A Fig.5.13 representa o “Hinge Model” incorporado no WST.

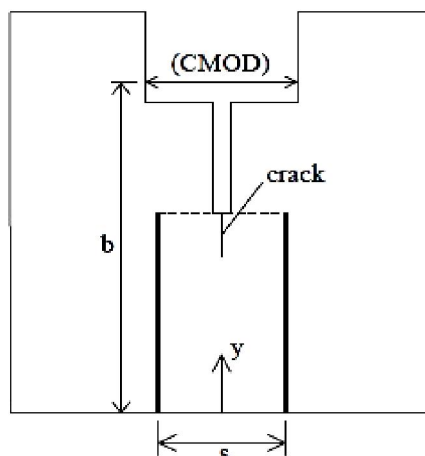


Fig.5.13. – Incorporação do *Hinge Model* no WST. [48]

O interesse deste método deve-se à sua simplicidade e ao curto tempo de computação que é necessário. Mais ainda, esta abordagem não apresenta problema ao nível dos mínimos locais, ao contrário do método utilizado por Ulfkjær & Brincker [87] em 1993 [48].

A imagem que se segue ilustra as componentes que atuam sobre o provete WST. É possível observar a resultante do carregamento decomposta nas suas componentes de separação, F_s , e vertical, F_v , assim como a componente relativa ao peso próprio, mg , e a respetiva excentricidade, e , em relação ao eixo de simetria do provete. Para além disso, estão indicados os esforços externos: esforço normal, N , e momento, M .

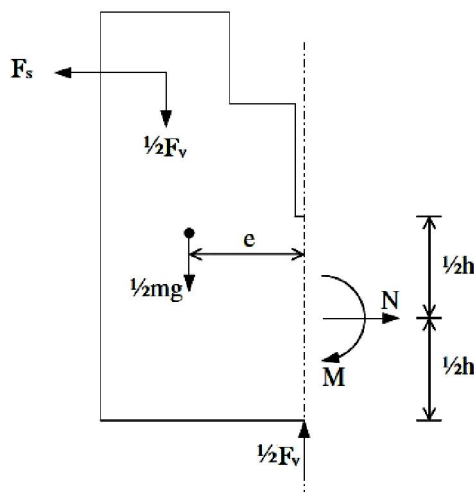


Fig.5.14. – Esforços que atuam sobre o elemento. [48]

Os esforços externos podem ser determinados a partir das equações de equilíbrio que se seguem:

$$N = Fs \quad (5.3)$$

$$M = Fs \left(d2 - \frac{h}{2} \right) + \frac{1}{2} Fv \times d1 + \frac{1}{2} mg \times e \quad (5.4)$$

Sendo que m se refere à massa do provete e g à aceleração da gravidade, as dimensões $d1$ e $d2$ encontram-se representadas na Fig.5.5. Por outro lado, a análise do “hinge element”, representado na Fig.5.15, possibilita a determinação dos esforços internos para cada valor de deformação angular, 2ϕ .

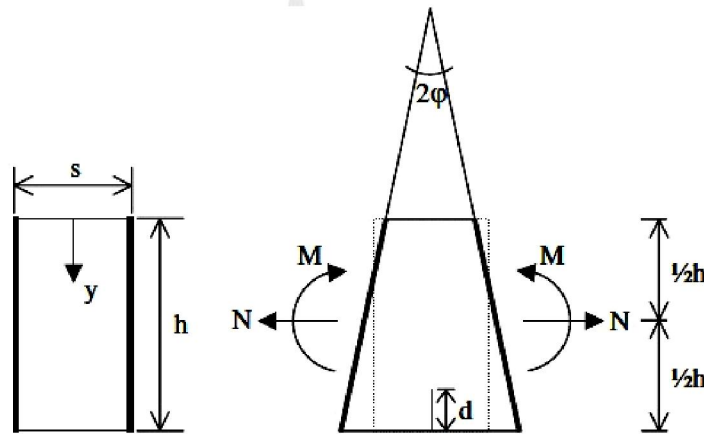


Fig.5.15. – “Hinge Element”. [48]

O problema é resolvido em 4 fases, uma para cada estado de propagação da fissuração. A fase 0 representa o estado não fendilhado, enquanto as fases I, II e III representam diferentes estados de propagação da fendilhação. Estas considerações podem ser vistas com maior pormenor no trabalho de Olesen [86].

Em todas as fases, a análise passa por equilibrar os esforços internos, determinados para uma dada deformação angular, com esforços externos definidos pelas equações 5.3 e 5.4. Depois, para cada equilíbrio, é possível calcular a largura da abertura de fenda (CMOD) correspondente.

A análise inversa, desenvolvida por Lennart Østergaard [48], permite que alguns parâmetros sejam variáveis livres enquanto outros permanecem fixos. Por exemplo, na fase linear elástica apenas o módulo de elasticidade, E , influencia o desenvolvimento da curva Fs -CMOD e, por isso, somente esse parâmetro varia nessa fase.

A ideia é resolver o problema, determinando as diferentes variáveis da Fig.5.16 que caracterizam o comportamento à tração do material, através de uma otimização em diferentes fases correspondentes a distintas etapas de propagação da fendilhação. Como se explicou, tal é possível porque a solução analítica distingue claramente essas fases. Na fase I determina-se resistência à tração f_t e o declive a_1 , subsequentemente, nas fases II e III, definem-se o declive a_2 e parâmetro b_2 . No entanto, o autor adverte para a não adequabilidade do método para materiais em que o b_2 ultrapasse o valor 0.7.

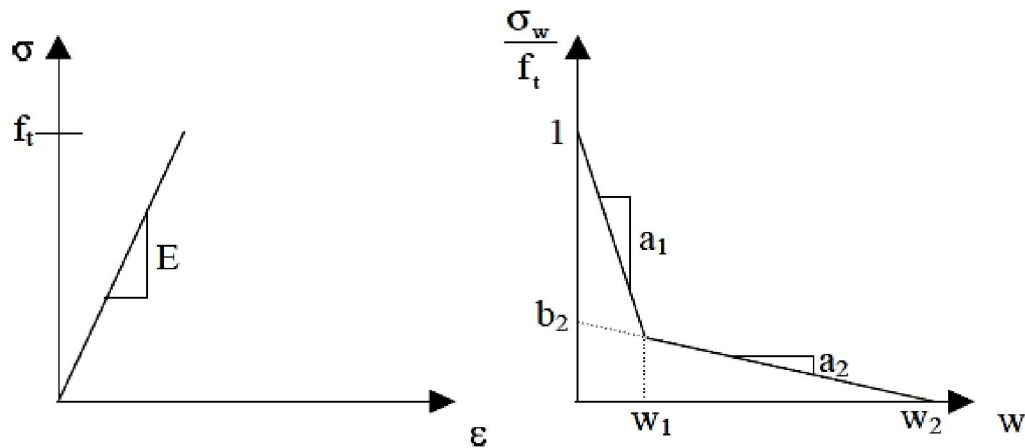


Fig.5.16. – Comportamento elástico e fendilhado, assumindo uma relação bilinear. [48]

No trabalho sobre betão reforçado com fibras de I. Lofgren, H. Stang e J. F. Olesen [54] o mesmo processo de análise inversa foi utilizado. Efetuaram-se aproximações bilineares, com recurso ao código MATLAB® desenvolvido por Lennart Østergaard [48], assim como aproximações polineares recorrendo a um modelo de elementos finitos.

A aproximação polinear parece caracterizar melhor o comportamento do material. Os valores de resistência à tração foram semelhantes nos dois casos, bem como os resultados para grandes valores de abertura de fenda. A maior discrepância é encontrada no comportamento após pico de tensão. A título de exemplo, a Fig.5.17 exhibe alguns resultados do trabalho destes investigadores, comparando os dois métodos de análise em diferentes provetes da mesma composição.

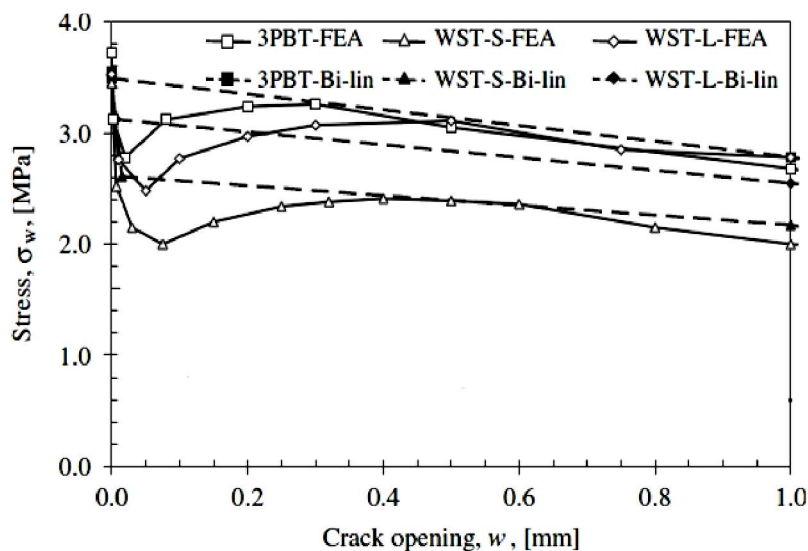


Fig.5.17. – Resultados da análise inversa para diferentes provetes usando: aproximação bilinear a tracejado e aproximação polinear a traço contínuo. [54]

5.4. PREPARAÇÃO DO ENSAIO

A definição da geometria dos provetes foi feita com base em trabalhos que têm sido desenvolvidos por outros autores. As dimensões aqui adotadas estão esquematicamente representadas na imagem que se segue:

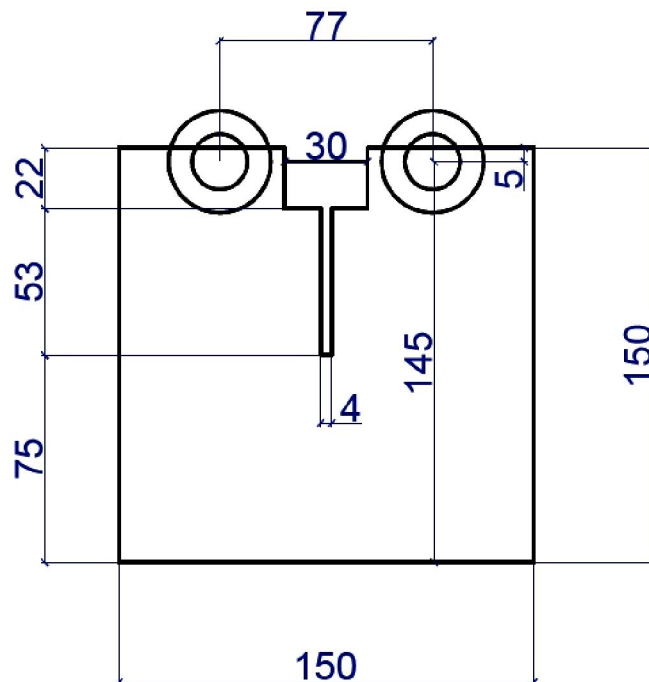


Fig.5.18. – Dimensões dos Provetes, em milímetros.

Trata-se da primeira utilização do WST no LABEST portanto, a montante dos ensaios, houve a necessidade de identificar quais as peças que compõem os mecanismos de aplicação de carga, proceder ao seu dimensionamento e, de seguida, fabricar e montar esse equipamento.

Indica-se, em seguida, as peças que compõem o equipamento necessário:

- Dois componentes, equipados com rolamentos, responsáveis por transferir os esforços ao provete;
- Quatro rolamentos com capacidade de carga adequada;
- Duas cunhas fixas a um perfil do tipo I de aço no qual será aplicado a solicitação.

Nenhuma das referências bibliográficas analisadas fornece informação acerca das dimensões, o tipo de aço, o número de peças que compõem cada componente ou sobre os rolamentos utilizados. Foi, portanto, necessário despende grande parte do tempo inicial para dimensionamento destes componentes, a par das primeiras betonagens e ensaios em placas finas.

O pré-dimensionamento e a escolha do número de peças foram feitos com base nos componentes gráficos encontrados nas referências bibliográficas, por exemplo, através de fotografias. Posteriormente, definiram-se as primeiras dimensões, a partir das quais foi possível construir um modelo de elementos finitos com recurso ao software SolidWorks Simulation®. Optou-se por ligações aparafusadas e o tipo de aço selecionado foi S275.

A partir das dimensões iniciais, gradualmente foi-se otimizando a geometria dos diferentes componentes até que fosse verificada a segurança.

Finalmente, foram criados os desenhos técnicos englobando diferentes vistas das peças, desenhos que podem ser observados no Anexo A1. Esses elementos fornecem informações rigorosas sobre as dimensões adotadas e permitiram materializar os diferentes componentes.

Esta etapa ficou concluída com o recebimento das peças e a sua sucessiva montagem. Na imagem abaixo representa-se o modelo final, com os respectivos rolamentos e parafusos:

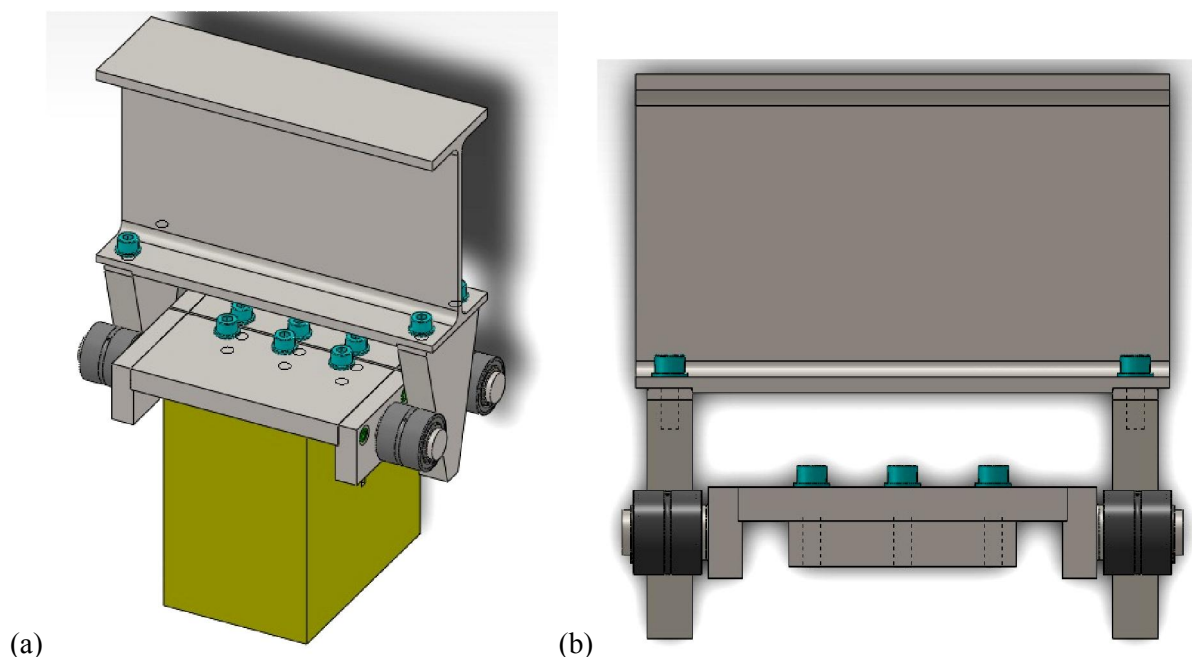


Fig.5.19. – Modelo Final SolidWorks®: (a) Perspetiva, (b) Vista de Frente.

Exigiu-se que os rolamentos fossem de agulhas, de forma a diminuir o erro causado pelo coeficiente de atrito, e que o ângulo α da cunha fosse de 15° . Os rolamentos escolhidos foram os NA6904 da SKF®. Segue-se a caracterização disponibilizada pelo fabricante:

Quadro 5.1 – Características dos Rolamentos

Dimensões Principais (mm)			Capacidade de Carga (kN)	
d	D	B	Dinâmica	Estática
20	37	30	35.2	53

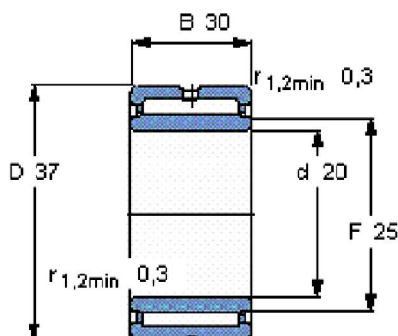


Fig.5.20. – Corte e Dimensões do Rolamento.

O resultado final do equipamento montado e em utilização é apresentado na Fig.5.21:



Fig.5.21. – Fotografia do equipamento montado.

De forma a ter uma visão global de todo processo de ensaio, foram preparados dois provetes com as dimensões apresentadas na Fig.5.18 e 10 cm de espessura. Estes primeiros ensaios destinaram-se a analisar as várias etapas envolvidas no processo, detetar eventuais dificuldades e verificar o modo como os diferentes componentes se comportariam. Por isso, de forma a poupar material, não foram utilizadas as composições referência, mas sim uma composição com 3% de fibras de 6mm de comprimento. Na Fig.5.22 apresentam-se duas vistas dos moldes utilizados na preparação dos provetes:



Fig.5.22. – Molde utilizado para fabrico dos provetes.

A betonagem, feita pela parte superior do molde, potencia a orientação das fibras no plano perpendicular ao plano de separação e, portanto, um comportamento otimizado do material. Depois de betonados, os provetes são desmoldados com um dia de idade e conservados em câmara húmida a uma temperatura $20^{\circ}\pm 1^{\circ}\text{C}$ e 100% humidade relativa. O rasgo inicial de 53 mm de profundidade e 4 mm de largura foi serrado no dia anterior ao ensaio, que ocorreu aos 7 dias de idade.

Estes primeiros ensaios permitiram verificar o desempenho do equipamento e perspetivar alguns melhoramentos. O primeiro provete apresentou fissuração vertical e não se registou qualquer tipo de problema, já no segundo, a fissuração surgiu horizontalmente. Este facto levou a que se programasse, para os próximos ensaios, a elaboração de um “*guide-notch*” que permitisse a orientar verticalmente a fissuração. Na Fig.5.23 pode-se visualizar o padrão de fissuração obtido nos dois provetes.

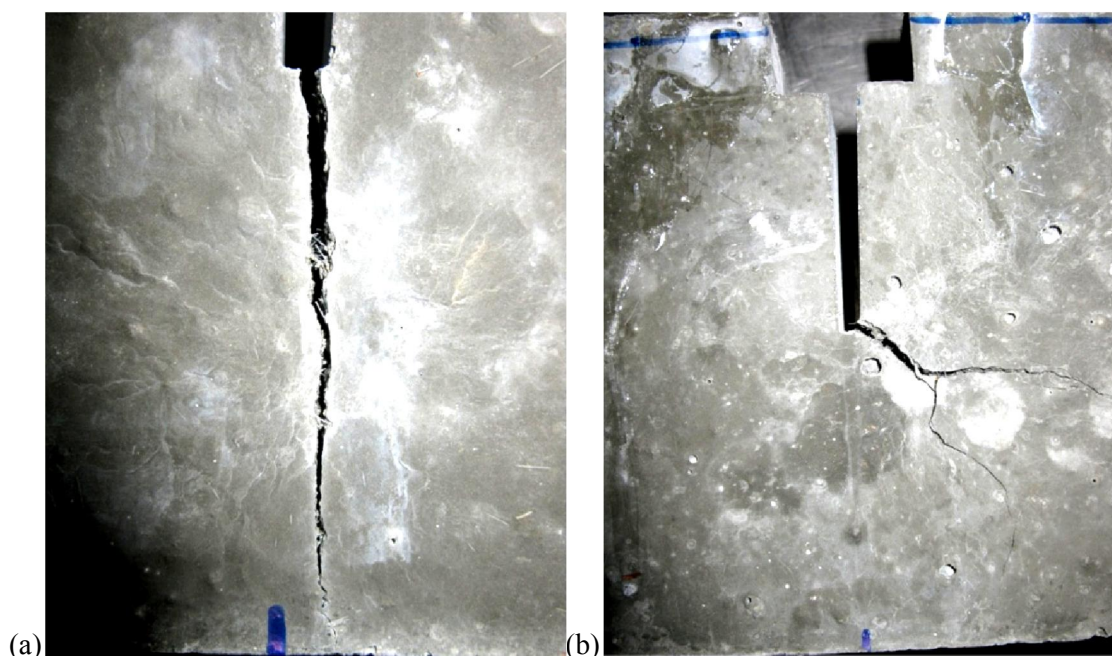


Fig.5.23. – Padrão de Fissuração obtido: (a) vertical, (b) horizontal.

Contudo, o aumento da espessura dos provetes estava limitado pelo espaço que as peças de ensaio disponibilizavam. Por isso, projetou-se a eliminação da folga que existia entre o provete e as peças com rolamentos permitindo, assim, criar provetes com uma espessura de 13 cm. Isto levou a que os LVDT's passassem a ser fixados exteriormente, nos veios dos rolamentos. Na Fig.5.24 assinala-se o espaço que estava disponível para os LVDT's e que se pretendeu eliminar.

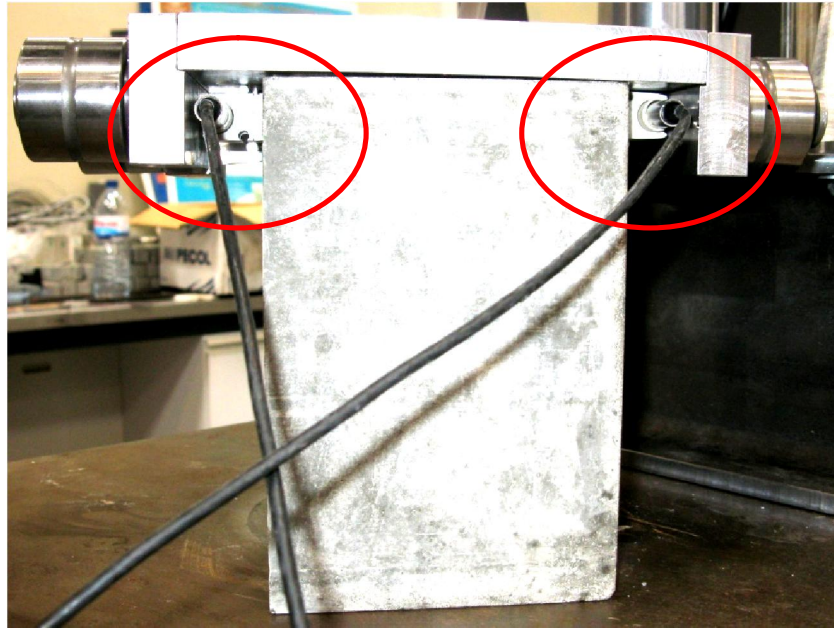


Fig.5.24. – Espaço disponível para os LVDT's que se pretendeu suprimir.

Esta modificação permitiu a criação de “*guide-notchs*” com 1.5 cm de profundidade. Sendo que, relativamente às dimensões anteriores dos provetes, apenas se modificou a espessura. Na imagem que se segue estão definidas as dimensões dos provetes, já com as respectivas adaptações, utilizados nos ensaios das composições com fibras de 9 mm:

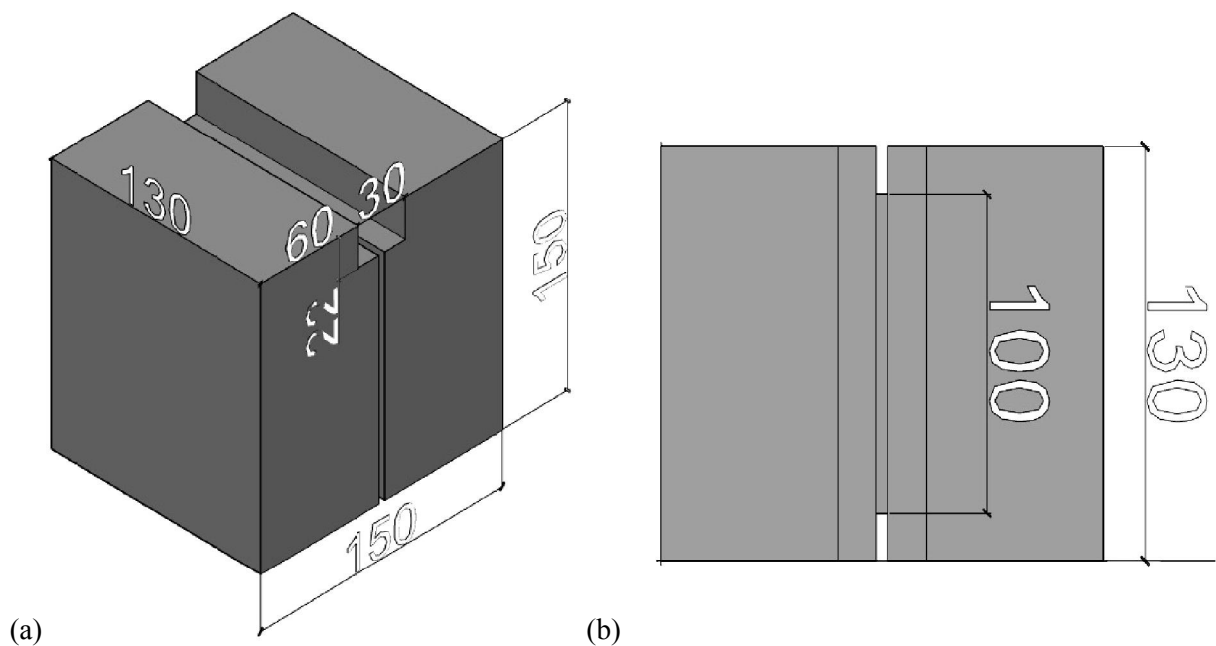


Fig.5.25. – Provette com “guide-notch” de 15mm de profundidade: (a) Perspetiva, (b) Vista de cima.

A sequência de trabalhos de preparação dos respectivos provetes com “*guide-notch*” é ilustrada na Fig.5.26 e Fig.5.27. À semelhança do que foi feito nos provetes com fibras de 6mm de comprimento, o processo de preparação inicia-se com a concretização de um rasgo de 53mm de profundidade, Fig.5.26.

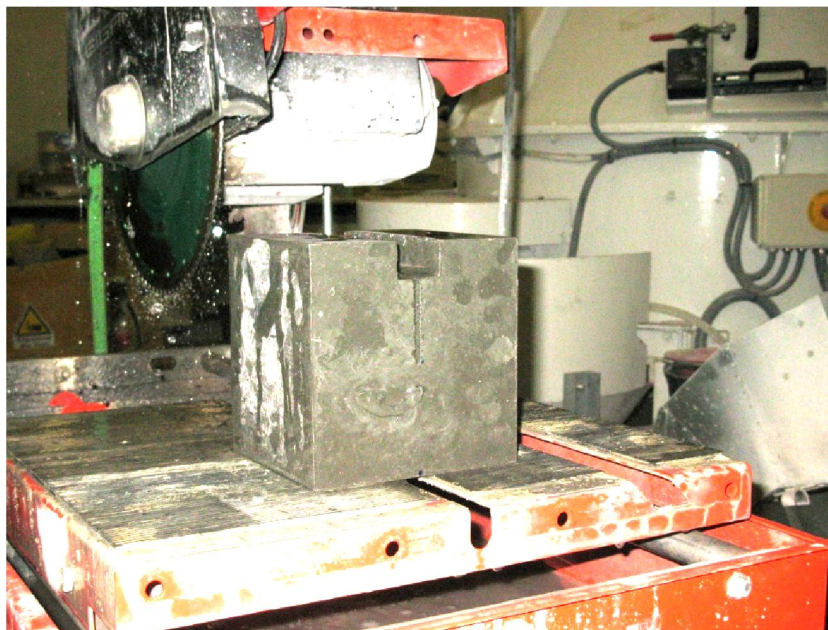


Fig.5.26. – Concretização do rasgo no provete WST.

O passo que se segue passa pelo corte do “*guide-notch*” com 1.5 cm de profundidade no alinhamento desse rasgo. Na Fig.5.27 é possível visualizar os provetes com todas as preparações necessárias e prontos a serem ensaiados.



Fig.5.27. – Provetes preparados.

No dia seguinte à realização dos trabalhos de preparação os provetes foram ensaiados. Na Fig.5.28 pode-se observar o momento do ensaio e notar que o registo das deformações foi realizado com os LVDT's fixados nos veios dos rolamentos.

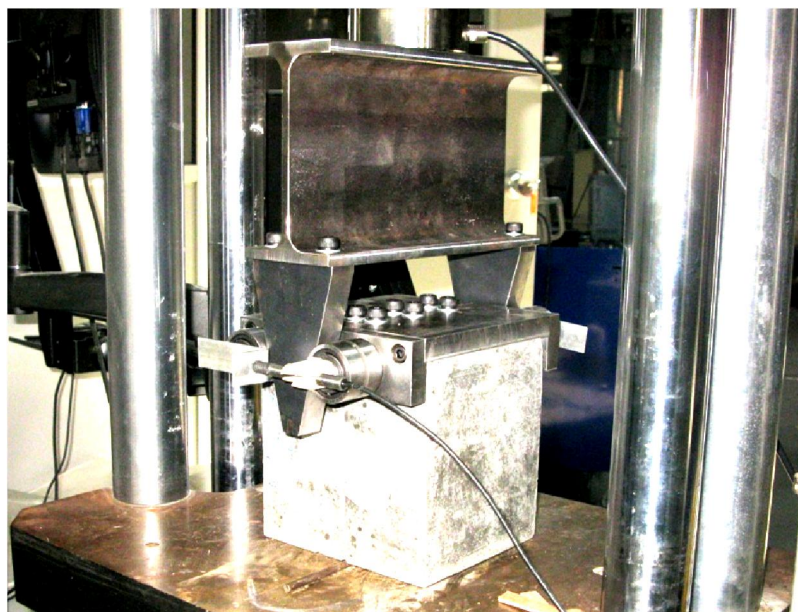


Fig.5.28. – Ensaio com LVDT's fixados nos veios dos rolamentos.

A fixação dos LVDT's nos referidos veios revelou-se uma má opção, uma vez que os resultados dos ensaios revelaram deformações anormais. Esse facto ficou, possivelmente, a dever-se à contabilização de deformações que ocorreram nos próprios veios, assim como ao ajuste inicial das peças de aplicação de carga ao provete. Assim, obtiveram-se registos de deformações bastante elevados, o que levou a que não fosse possível concretizar uma correta elaboração da análise inversa nos provetes com fibras de 9mm. Este problema indicou a clara necessidade do registo das deformações ser feito no próprio provete. Por isso, impôs-se a criação de espaços para fixação dos LVDT's através da eliminação de uma pequena parte do topo do provete, como se pode observar na Fig.5.29.



Fig.5.29. – Provette com espaço para fixação dos LVDT's.

A eliminação dessa pequena parte diz respeito ao material que se acrescentou para concretização do “*guide-notch*” e, portanto o “cerne” do provete, onde é aplicada a força de separação, não foi alterado. A Fig.5.30 e Fig.5.31 representam, respectivamente, os LVDT's fixados no provete e o momento de ensaio das composições com fibras de 9+12mm.

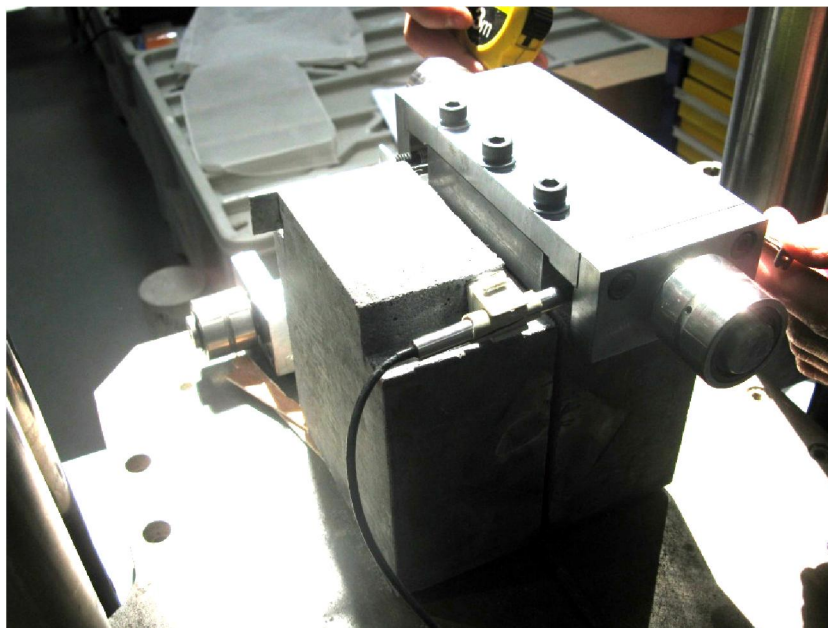


Fig.5.30. – Provetes com espaço para fixação dos LVDT's.

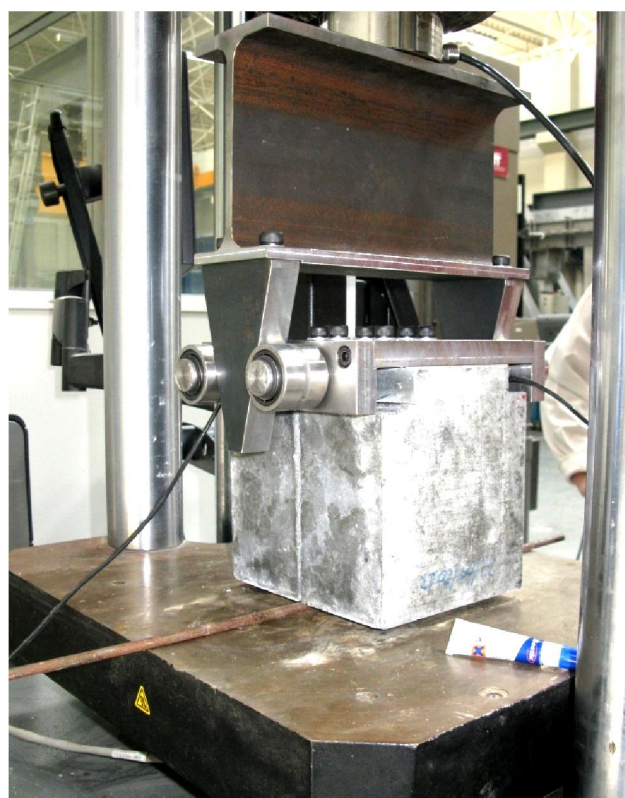


Fig.5.31. – Ensaio das composições com fibras de 9+12mm.

Depois de algumas dificuldades com a definição adequada da geometria do provete, acredita-se ser o esquema da imagem anterior o que melhor se adapta a este tipo de material. O “*guide-notch*” provou ser eficaz na prevenção da fissuração horizontal.

5.5. RESULTADOS OBTIDOS

À semelhança do capítulo anterior, também neste caso os ensaios foram conduzidos numa Prensa Universal INSTRON, com 300 kN de capacidade máxima. A mediação da largura da abertura de fenda (CMOD) foi avaliada com recurso a dois LVDT's de 5 mm de curso. O ensaio foi realizado em controlo de deslocamento até à rotura com uma velocidade constante de 0.005 mm/s.

5.5.1. ENSAIOS DE COMPOSIÇÕES COM FIBRAS DE 6MM

O ensaio do primeiro provete com fibras de 6mm foi válido e, apesar de não fazer parte das composições selecionadas para caracterização, os resultados obtidos serão aqui apresentados. À exceção deste primeiro provete, ensaiado aos 7 dias, todos os provetes foram ensaiados aos 28 dias de idade. Para cada uma das duas composições do capítulo 3 foram betonados 3 provetes e em todos os casos foi utilizada a Areia B.

Apresenta-se em baixo o diagrama Fs-CMOD, depois de se recorrer à equação 5.1 para converter a carga vertical na componente de separação. O CMOD (*crack mouth opening displacement*) refere-se à média obtida com os dois LVDT's.

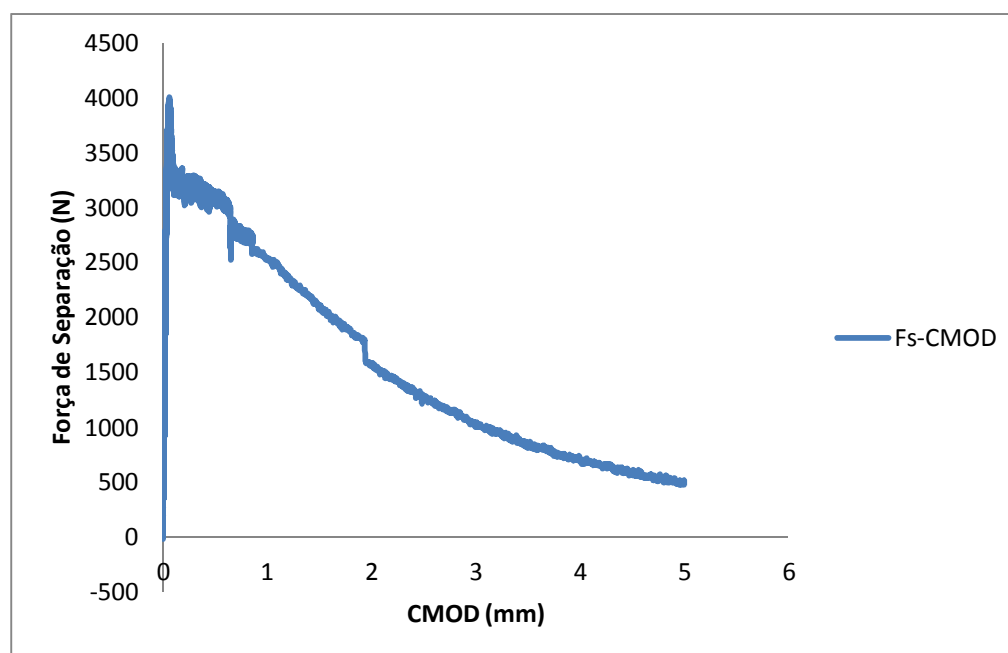


Fig.5.32. – Diagrama Fs-CMOD obtido no provete com fibras de 6mm.

Analisando o aspeto do diagrama anterior nota-se um “*deflection-softening behavior*”, ao contrário do que aconteceu nos diagramas de flexão do capítulo anterior. Neste caso, após ser atingido o pico da força o diagrama apresenta um claro decaimento. Como se explicou anteriormente, aquando da apresentação da Fig.4.10, o volume de fibras é inferior ao crítico e, quando o material fissura, as fibras não têm capacidade para absorver tensões de tração. A força de separação máxima foi de 4005.33 N, obtida aos 0.060012 mm de abertura de fenda.

Esta diferença no comportamento pode ser justificada pelo tipo de provete que agora se utilizou. Os provetes WST, de maior escala, são mais adequados para avaliar o comportamento de vigas, uma vez que as suas dimensões estão próximas das dimensões reais desses elementos. Nas placas finas, por se tratar de elementos muito esbeltos, os resultados podem estar influenciados por um efeito de escala e, por isso, este tipo de provete deve ser considerado quando o objetivo é avaliar o comportamento de elementos estruturais de espessura reduzida.

Apresenta-se no quadro 5.2 os resultados relativos à análise inversa, elaborada com recurso ao programa MATLAB®:

Quadro 5.2 – Análise Inversa para a Composição com Fibras de 6mm

Análise Inversa Fibras de 6mm (Provete 1)						
ft (MPa)	a1	a2	b2	E (GPa)	Gf (N/mm)	%error
4.3661	37.537	0.29785	0.42284	32.772	1.33	2.6623

O primeiro valor do quadro, ft, refere-se à resistência à tração do material, neste caso 4.37 MPa. Os valores que se seguem, a1, a2 e b2 definem as inclinações e o ponto de interceção com o eixo das ordenadas da curva bilinear representada na Fig.5.16. O módulo de elasticidade, E, obtido foi 32.772 GPa e a energia de fratura, G_F , $1.33 \frac{N \times mm}{mm^2}$. O erro na aproximação é de 2.66%.

Na Fig.5.33 podem-se observar os digramas Fs-CMOD do ensaio e a aproximação do modelo.

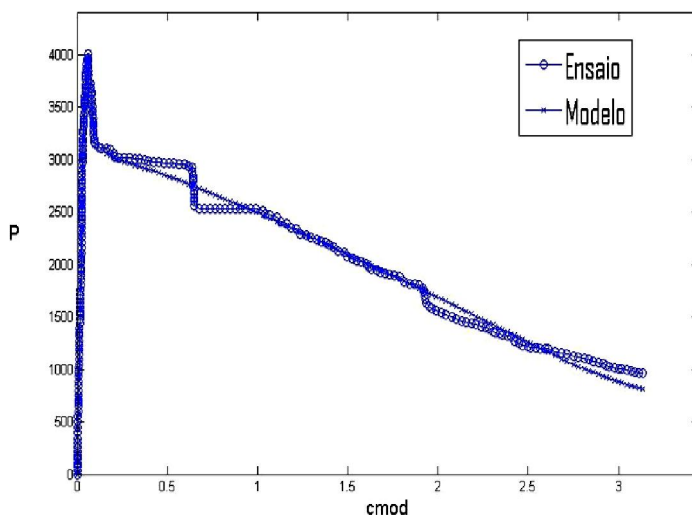


Fig.5.33. – Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo para provete com fibras de 6mm.

O valor da resistência parece estar de acordo com a variação encontrada no capítulo anterior, em relação aos provetes 4x4x16 cm³ (cerca 400%). O quadro seguinte ilustra isso mesmo.

Quadro 5.3 – Variações na Resistência à Tração nos provetes com fibras de 6 mm

	WST (28 dias)	Prismas 4x4x16 (7dias)
	Areia B	Areia A
ft	4.37 MPa	21.41 MPa
Variação	-	390%

No entanto, estes resultados foram recolhidos num único ensaio portanto, para os validar, seria necessário ensaiar um maior número de provetes. Por outro lado, não foi avaliada a resistência em prismas 4x4x16 cm³ com a Areia B.

O módulo de elasticidade está dentro da gama de valores dos betões tradicionais.

De acordo com a Fig.5.16 e os resultados obtidos, os diagramas que caracterizam o comportamento à tração do material assumem seguinte aspeto:

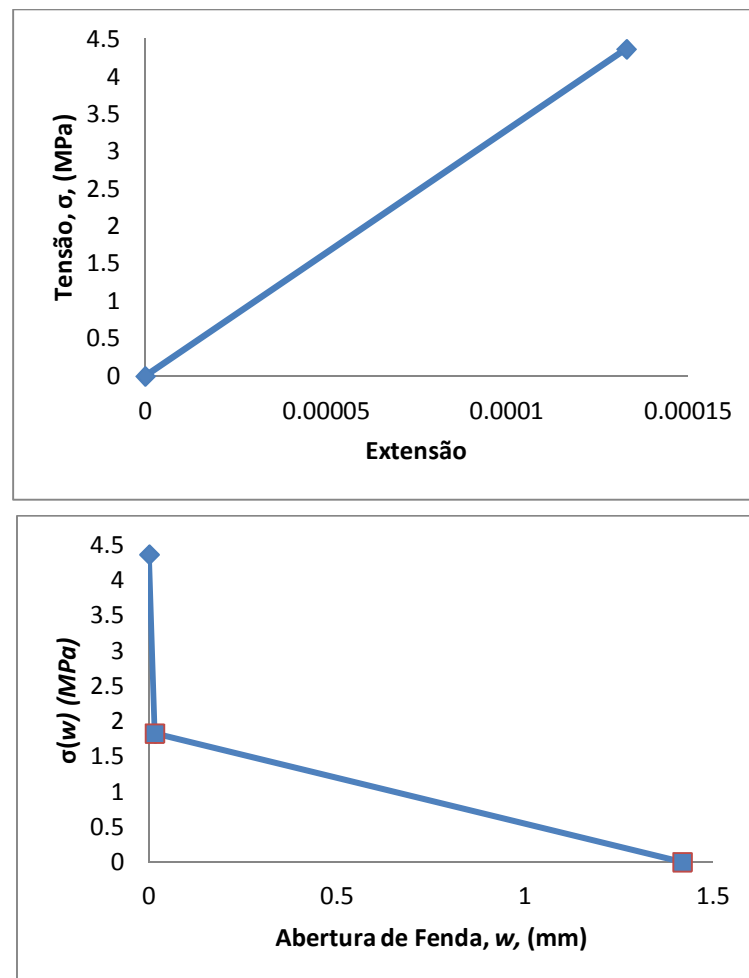


Fig.5.34. – Lei constitutiva obtida para o provete com fibras de 6mm.

5.5.2. ENSAIOS DE COMPOSIÇÕES COM FIBRAS DE 9MM

Como anteriormente se referiu, os resultados dos ensaios realizados nas composições com fibras de 9mm de comprimento foram afetados por uma má opção em termos de posicionamento dos LVDT's. As deformações obtidas no diagrama Fs-CMOD refletem, para além da abertura de fenda, também deslocamentos que tiveram lugar nos veios dos rolamentos e ajustes das peças de aplicação de carga ao próprio provete. No entanto, apesar dos dados relativos à componente CMOD não estarem corretos, as forças de separação F_s e, mais concretamente, os seus valores máximos referem-se a forças reais suportadas pelo provete. Por isso, neste ponto, a análise de resultados é feita obrigatoriamente de forma mais comparativa, uma vez que análise inversa não forneceu valores válidos.

Apresenta-se em seguida os diagramas Fs-CMOD para os 3 provetes ensaiados:

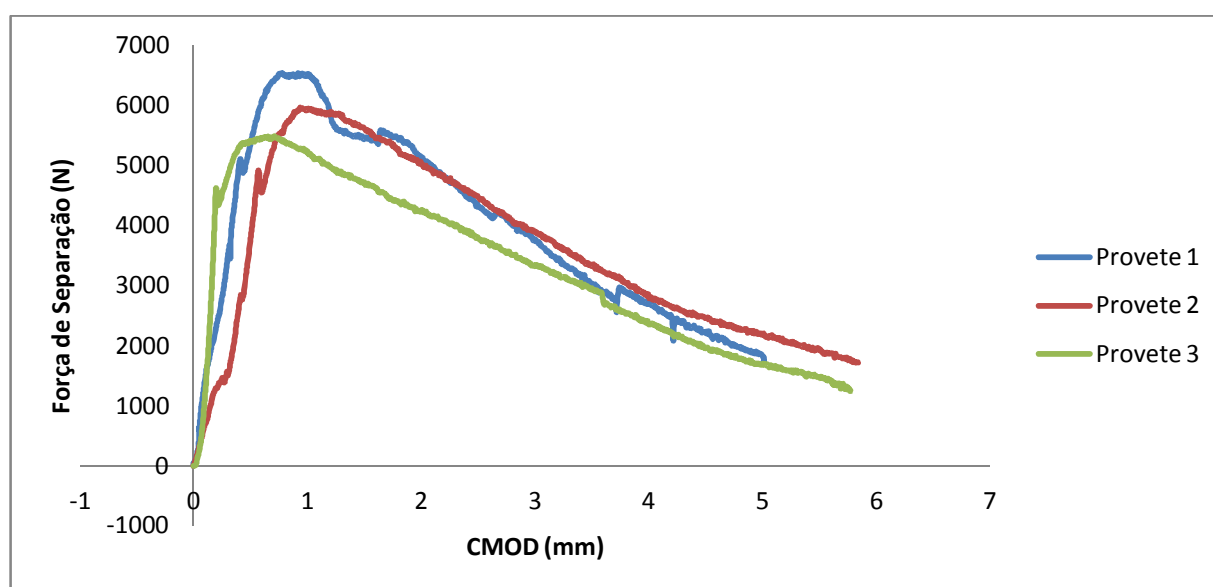


Fig.5.35. – Diagramas Fs-CMOD obtido para a composição com fibras de 9mm.

A observação dos diagramas anteriores deixa evidente uma inclinação do ramo inicial da curva bastante inferior à encontrada no diagrama da Fig.5.32. No quadro que se segue indica-se, para cada provete, a força de separação máxima e respetivo valor CMOD.

Quadro 5.4 – Força de Separação Máxima obtida nos provetes com fibras de 9mm.

	Força Separação Máxima (N)	CMOD (mm)
Provede 1	6537.64	0.92
Provede 2	5960.27	0.95
Provede 3	5477.24	0.65
Média	5991.72	0.84

O quadro anterior evidencia o ganho de resistência em relação ao provete com fibras de 6mm (4005.33 N, 0.06 mm). O valor médio da força de separação máxima, 5991.72 N, confirma que a utilização de fibras de maior comprimento favoreceu o comportamento mecânico do material. Os

valores CMOD apresentam uma ordem de grandeza bastante superior à que foi obtida no provete com fibras de 6mm, comprovando a ideia de que os resultados foram afetados pela rigidez dos próprios mecanismos de ensaio.

Segundo a análise inversa o módulo de elasticidade médio obtido foi de 4.127 GPa, o que demonstra claramente a subestimação deste valor, visto que este deveria rondar os 50-55 GPa.

Os diagramas anteriores parecem sugerir que no final da fase linear inicial a força de separação desce rapidamente e, de seguida, volta a aumentar, apresentando um padrão de comportamento diferente do obtido no provete de 6mm.

No Anexo A2 apresentam-se fotografias nas quais se pode observar o modo como as fibras se distribuíram em cada caso, notando-se que as mesmas não se distribuíram perpendicularmente ao plano de fissuração e, portanto, não assumiram a posição mais favorável. Por outro lado, pode-se também verificar que a maioria das fibras não rompeu por tração, o que leva a concluir que o processo de rotura se deu por arrancamento das mesmas. Em seguida, a título de exemplo, apresenta-se uma imagem ilustrativa.



Fig.5.36. – Ilustração da distribuição das Fibras.

5.5.3. ENSAIOS DE COMPOSIÇÕES COM FIBRAS DE 9+12MM

Os ensaios realizados para a composição com fibras de 9+12mm não registaram qualquer tipo de problemas, sendo válidos os resultados obtidos. No entanto, ao efetuar a análise inversa, o parâmetro b_2 revelou-se próximo ou superior a 0.7. A aproximação bi-linear é indicada para materiais que apresentem um “*strain softening behavior*” em ensaios de tração uniaxial. Quando o parâmetro b_2 é igual ou superior a 0.7 o modelo tem dificuldade em encontrar uma boa solução. De qualquer modo, isto pode significar que, num ensaio de tração uniaxial, o material ensaiado pode apresentar um “*strain hardening behavior*”, sendo este um comportamento desejável.

Os diagramas Fs-CMOD obtidos nos diferentes provetes são apresentados em seguida:

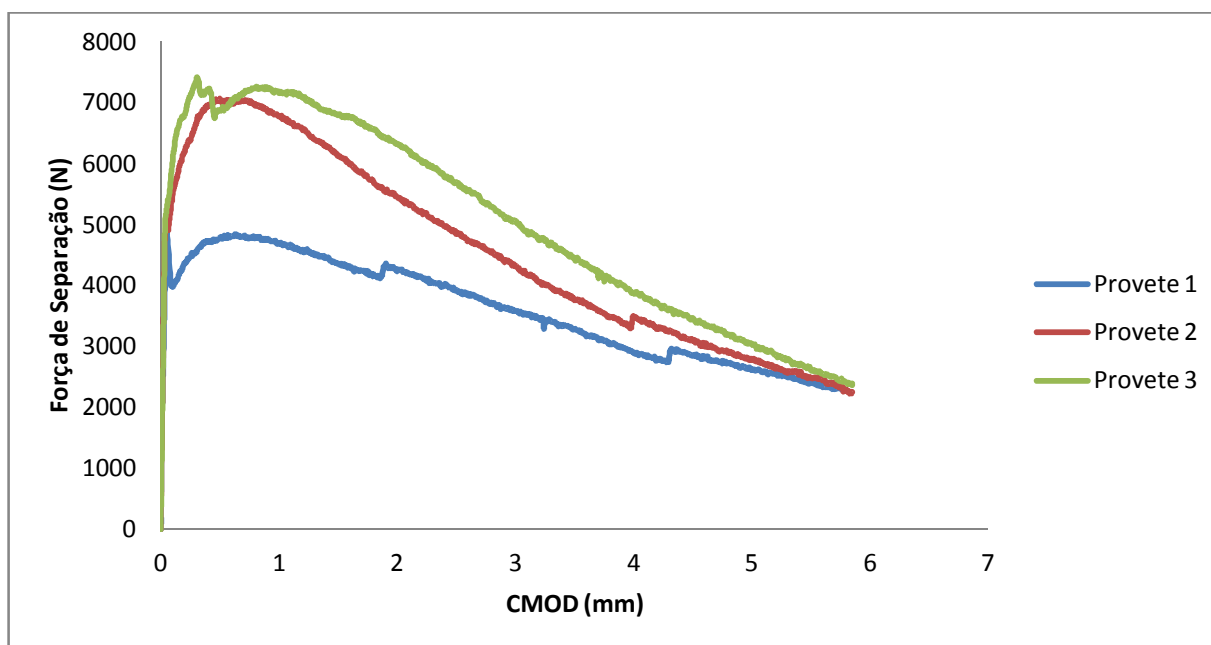


Fig.5.37. – Diagramas Fs-CMOD obtido para a composição com fibras de 9+12mm.

Os três diagramas anteriores exibem comportamentos um pouco diferentes entre si. No primeiro diagrama verifica-se que após a fase linear, a força de separação, depois de atingir o seu valor máximo, diminui rapidamente e, posteriormente, sobe, atingindo mais à frente quase o valor máximo. Já o segundo diagrama começa com um comportamento linear que depois é sucedido por uma fase não linear, em que a força continua a aumentar até ser atingida a força máxima e, a partir desse momento, assiste-se a uma descida da força de separação. O diagrama do terceiro provete parece misturar os dois comportamentos anteriores, ou seja, assiste-se a uma fase linear inicial até ao momento que essa linearidade é perdida, mas a força continua a aumentar até ao seu valor máximo, seguidamente, a força decresce rapidamente e volta a subir mais tarde, quase até atingir o valor de pico.

Esta variação nos comportamentos deve-se, possivelmente, à distribuição das fibras no interior dos diferentes provetes, tornando-se assim clara a necessidade de se adotar métodos de betonagens que permitam controlar eficazmente essa distribuição.

No quadro 5.5 resume-se a força máxima e o respetivo CMOD para cada um dos provetes.

Quadro 5.5 – Força de Separação Máxima obtida nos provetes com fibras de 9+12mm

	Força Separação Máxima (N)	CMOD (mm)
Proвете 1	4917.58	0.05
Proвете 2	7065.07	0.50
Proвете 3	7428.95	0.31
Média	6470.53	0.29

Pela análise do quadro nota-se uma evidente diferença dos valores do primeiro provete relativamente aos outros resultados. O Proвете 1 teve uma performance francamente inferior aos outros dois. Uma vez que se trata de material proveniente de uma mesma amassadura, pensa-se ser a distribuição de fibras no interior do provete o único fator que contribuiu para este resultado. Nos Proвете 2 e 3 os valores registados são de maior ordem de grandeza, chegando a força de separação a atingir os 7428.95 N no terceiro caso. Os valores deste quadro são significativamente superiores aos encontrados nos provetes com fibras de 9mm, o que parece sustentar a ideia que a combinação de diferentes tipos de fibras numa mesma composição melhora o desempenho mecânico do material.

No Quadro 5.6 apresentam-se os resultados relativos à análise inversa, elaborada com recurso ao programa MATLAB®, para cada um dos ensaios:

Quadro 5.6 – Análise Inversa para a Composição com Fibras de 9+12mm

	Análise Inversa Fibras de 9+12mm						
	ft (MPa)	a1	a2	b2	E (MPa)	Gf (N/mm)	%error
Proвете 1	4.8677	66.515	0.15073	0.56053	48988	5.0802	5.2944
Proвете 2	6.1153	49.817	0.32143	0.72351	50277	4.9842	2.5572
Proвете 3	6.6421	47.641	0.23521	0.67883	48307	6.5136	2.5598
Média	5.8750	-	-	-	49191	-	-

A análise do quadro anterior revela que o Proвете 1 foi aquele que atingiu a menor resistência à tração, f_t , como era desde logo esperado, por ser dos três aquele que apresentou a menor força de separação. Por outro lado, verifica-se que, no mesmo provete ocorre o maior erro na aproximação superior a 5%. Em termos médios, a resistência à tração, f_t , foi cerca de 5.88 MPa e o módulo de elasticidade 49.191 GPa.

Nas imagens que se seguem é possível observar o ajuste do diagrama F_s -CMOD do modelo ao diagrama de ensaio.

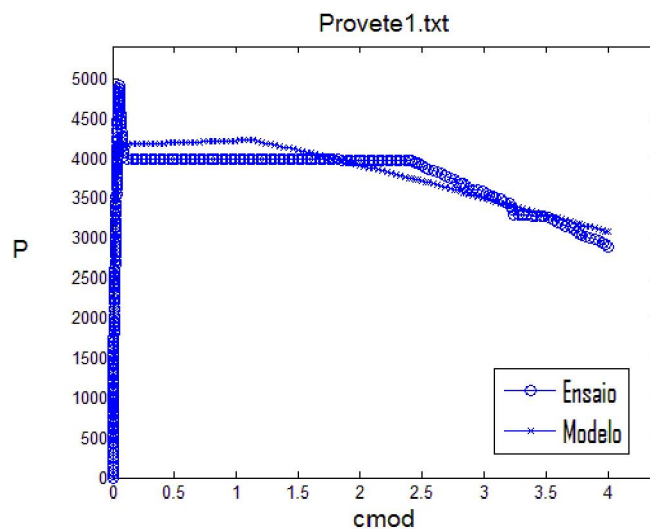


Fig.5.38. – Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo relativos ao Provete 1 com fibras de 9+12mm.

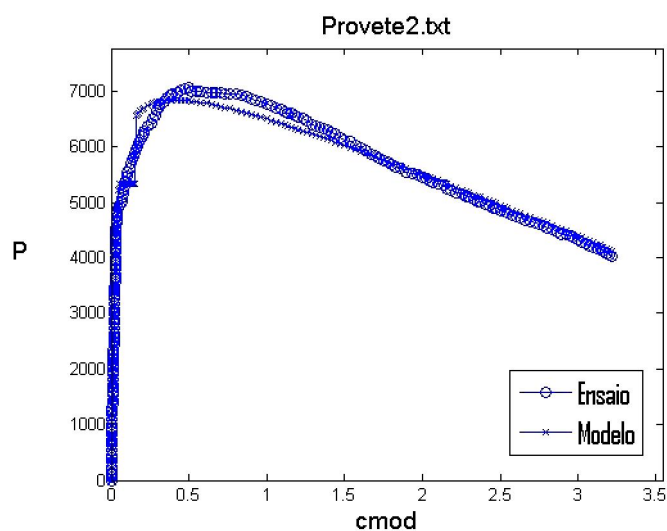


Fig.5.39. – Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo relativos ao Provete 2 com fibras de 9+12mm.

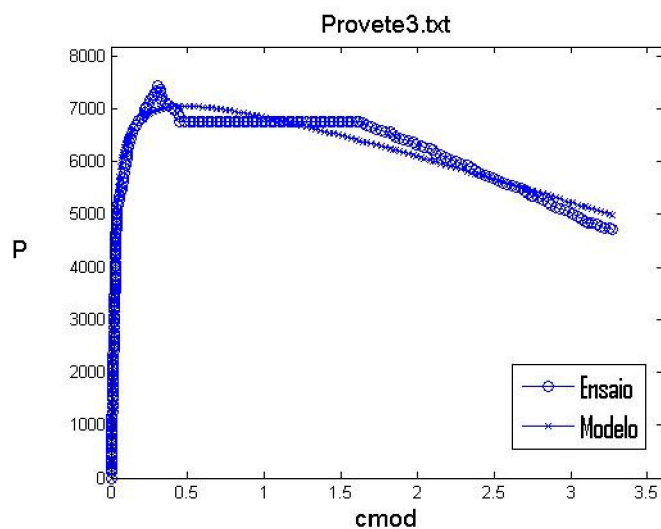


Fig.5.40. –Diagramas Fs-CMOD do ensaio e modelo relativos ao Provete 3 com fibras de 9+12mm.

Pela observação dos diagramas verifica-se que o ajuste do modelo ao ensaio não é, obviamente, perfeito no entanto, o ajuste parece razoável. O facto de b_2 ultrapassar 0.7 poderá indicar que se trata de uma composição com “*strain hardening behavior*”, mas só ensaios de tração uniaxiais poderão confirmar este tipo de comportamento. O facto estarmos a tentar caracterizar o material com um modelo que não admite “*strain hardening behavior*” levanta algumas dificuldades de interpretação do valor da resistência à tração, ft, fornecido pela análise inversa, não é claro se se refere ao fim da fase elástica ou à força máxima alcançada nos ensaios.

De qualquer forma, o valor da resistência aqui alcançado é da mesma ordem de grandeza do valor obtido nos ensaios com placas finas (5.35 MPa).

O Quadro 5.7 resume as várias resistências obtidas nos diferentes provetes utilizados no âmbito desta dissertação, assim como a sua variação relativamente à média dos resultados WST:

Quadro 5.7 – Variações de Resistência à Tração nos diferentes provetes com fibras de 9+12 mm

	WST (28 dias)	Placas Finas (28dias)	Ensaio de Compressão Diametral (7 dias)	Prismas 4x4x16 (7dias)
Areia B	5.88 MPa	5.35 MPa	9.49 MPa	35.78 MPa
Variação	-	-9%	61%	508%

O pequeno número de ensaios realizados no âmbito deste trabalho não permite que se estabeleça uma relação robusta entre os diferentes resultados. Para a composição que aqui se analisa, apenas foram realizados três ensaios relativos às placas finas bem como o mesmo número de ensaios WST. O que se esperava relativamente à composição com fibras com 9+12mm é que, das duas composições analisadas, fosse a que apresentasse melhor desempenho. No capítulo anterior, verificou-se que a resistência de fissuração alcançada (que depende essencialmente da matriz cimentícia do material) para esta composição foi menor do que a conseguida nas composições com fibras de 9mm porém, como se explicou, acredita-se que isso se ficou a dever, em grande parte, ao aumento da razão água/cimento.

Os 5.88 MPa de resistência à tração parecem estar de acordo com o valor alcançado nos ensaios das placas finas contudo, como se referiu, para confirmar essa relação seria necessário ampliar o número de ensaios. A relação com os restantes ensaios, de compressão diametral e prismas 4x4x16 cm³, está próxima da alcançada do capítulo anterior mas, mais uma vez, seria necessário repetir os ensaios, de forma a assegurar uma forte análise estatística. Recorda-se que no que diz respeito ao ensaio de compressão diametral apenas foi realizado um único ensaio.

Acredita-se que caso tivesse sido possível efetuar a análise inversa para os provetes WST com fibras de 9mm os resultados da resistência estariam balizados entre 4.37 MPa (resultado com fibras de 6mm) e 5.88 MPa (resultado com fibras de 9+12mm), uma vez que se obtiveram forças de separação intermédias. A ser verdade, essa gama de resistência seria inferior as tensões de fissuração alcançadas nas placas finas com fibras de 9mm (6.67MPa), o que sustenta a ideia de que esses provetes, com dimensões mais reduzidas, beneficiam de um favorável efeito de escala.

Por último, as imagens que se seguem representam, para cada provete, o aspeto da lei constitutiva obtida com base nos parâmetros expostos no Quadro 5.6.

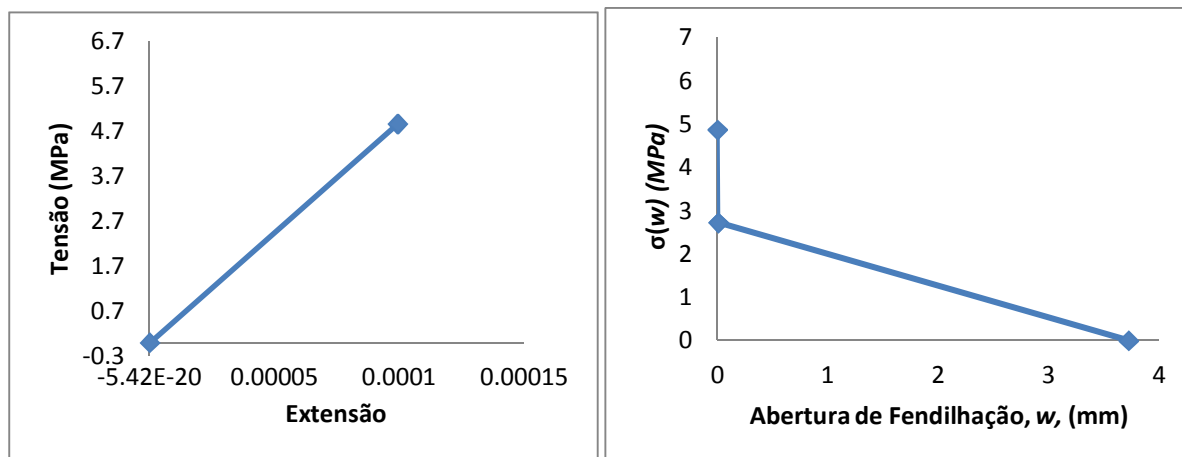


Fig.5.41. – Lei constitutiva obtida para o Provete 1 com fibras de 9+12mm.

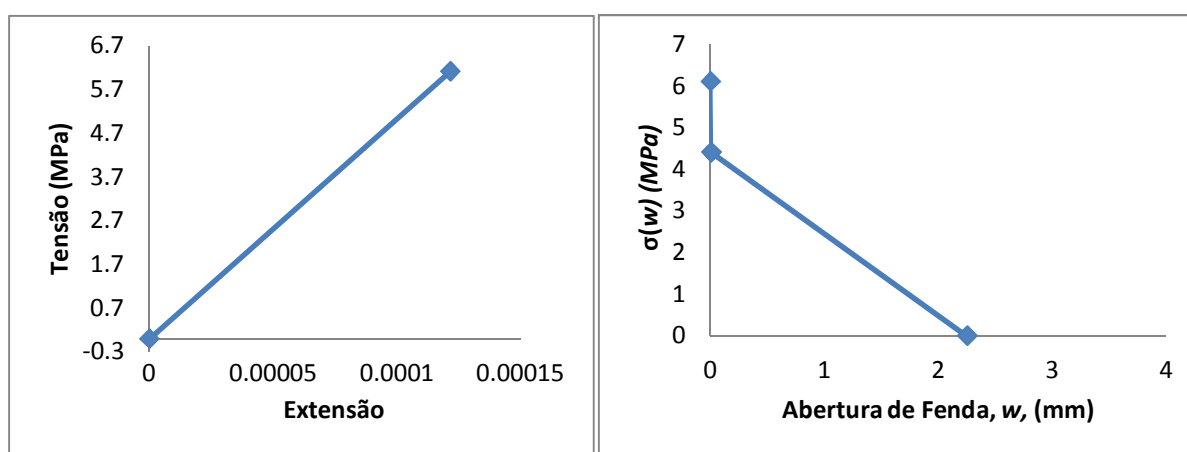


Fig.5.42. – Lei constitutiva obtida para o Provete 2 com fibras de 9+12mm.

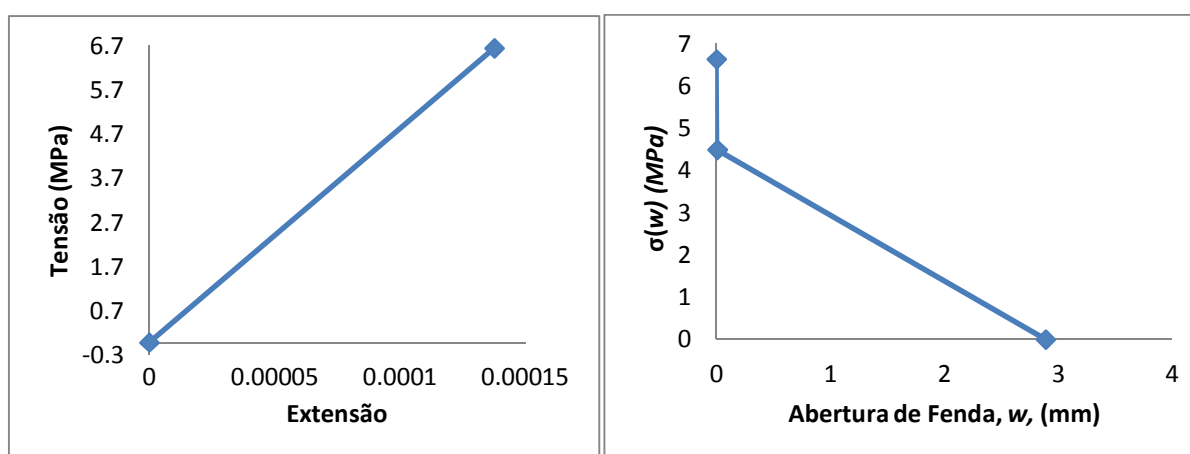


Fig.5.43. – Lei constitutiva obtida para o Provete 3 com fibras de 9+12mm.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo descreveu-se a abordagem seguida para a adaptação de ensaios WST às composições de BEDRF. Por se tratar de um primeiro contacto com o referido ensaio, registaram-se alguns contratempos que gradualmente foram sendo solucionados. Houve a necessidade de realizar ajustes na geometria dos provetes procurando-se, por um lado, resolver problemas de fissuração horizontal e, por outro lado, garantir que o controlo das deformações fosse efetuado com os LVDT's fixados no próprio provete. Crê-se que a última geometria adotada nos ensaios da composição com fibras de 9+12mm, com "*guide-notchs*" de 1.5cm de profundidade e com espaço para colocação dos LVDT's, foi a que melhor se adequou às especificidades do material, visto que os ajustes efetuados permitiram evitar a fissuração horizontal, ao mesmo tempo que possibilitaram um controlo de deformações eficaz.

Ao nível das peças mecânicas que compõem o ensaio não houve registo de qualquer incidente, pelo que se acredita que o dimensionamento das mesmas foi corretamente elaborado.

Os resultados obtidos, uma vez mais, sustentam a ideia que a resistência mecânica do material melhora com o aumento do comprimento das fibras. De acordo com as expectativas, as maiores forças de separação foram obtidas nos provetes com fibras de 9+12mm.

Em termos de tensão de fissuração, a média obtida nos provetes mais resistentes foi de 5.88 MPa, sendo estes resultados da mesma ordem de grandeza do que os obtidos nos ensaios em placas finas. No entanto, o reduzido número de ensaios efetuado não permite que se estabeleça uma relação robusta entre os diferentes resultados.

O método de análise inversa não forneceu uma aproximação muito adequada, visto que a função bi-linear que representa a relação tensão – abertura de fenda (σ -w) pode não ser a que melhor descreve o comportamento deste material à tração, uma vez que o parâmetro b_2 está bastante próximo do valor de 0.7.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTURO

6.1. CONCLUSÕES

Ao longo desta dissertação foram abordados métodos de investigação experimental que permitiram alargar o conhecimento e compreender melhor as características de comportamento mecânico do BEDRF, em particular de duas composições nas quais se variou o comprimento das fibras utilizadas. Essas composições foram preparadas com CEMI 42.5R, filer calcário, sílica de fumo, areia natural ($d_{max}=1\text{mm}$), superplastificante, fibras e água. Sendo que numa composição foi empregue um único tipo de fibras e noutra combinaram-se dois tipos. Os resultados aqui alcançados revelaram-se bastante influenciáveis pelo tipo de ensaio e, em particular, pela geometria do provete utilizado, sendo que foi nos provetes de menores dimensões onde se verificaram as maiores resistências à tração.

Os trabalhos levados a cabo permitiram a discussão da influência no comportamento do material provocada pelas características geométricas das fibras, as vantagens da combinação de diferentes tipos de fibras e a adequabilidade dos ensaios selecionados para a caracterização do comportamento à tração deste tipo de material. Sempre que possível, tentou-se enquadrar os resultados obtidos com os trabalhos e conclusões atingidas por outros investigadores.

Existe a consciência de que os avanços atingidos com esta dissertação fazem parte do início de um programa experimental, cujo objetivo último é a caracterização plena do BEDRF, de modo a que, no futuro, seja possível vê-lo como um material estrutural alternativo seguro. Ficou clara a necessidade de ampliar o número de ensaios para que seja possível tirar conclusões sustentadas através da realização de uma análise estatística.

No Capítulo 2 procurou-se contextualizar o BEDRF indicando o material como uma extensão dos betões convencionais reforçados com fibras e dos betões de elevado desempenho, caracterizado pela sua combinação ótima de rigidez, resistência à compressão e tração e, simultaneamente, pela sua grande durabilidade. Neste capítulo, a apresentação do BEDRF foi feita através do seu enquadramento histórico, definição dos seus materiais constituintes, comparação com outros tipos de betão, enumeração das suas vantagens, indicação dos métodos de ensaio aplicáveis tanto no estado fresco como endurecido, apresentação de algumas aplicações práticas e conclusões alcançadas por outros investigadores. Foram escolhidos dois métodos de caracterização indireta do material: ensaio flexão sob 4 pontos de placas finas e o “*Wedge Splitting Test*”.

No Capítulo 3 foram apresentadas as composições que se pretendiam caracterizar no âmbito deste trabalho, nomeadamente os seus materiais constituintes e o processo de amassadura. Ainda neste

capítulo foram expostos e discutidos os resultados de uma série de ensaios efetuados tanto no estado fresco (espalhamento e funil V) como no endurecido (ensaios de flexão em prismas $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ e compressão diametral). Os resultados expostos neste capítulo permitiram concluir que o comprimento das fibras tem uma influência muito significativa no comportamento do material. Fibras de maior comprimento provocaram simultaneamente uma perda de trabalhabilidade e uma melhoria das propriedades mecânicas, em particular, da resistência à tração. Os valores obtidos indicam que a utilização de uma combinação de fibras de diferentes tamanhos, numa mesma mistura, pode melhorar o comportamento global da mistura. Uma composição com 3% de fibras de 9mm de comprimento e outra com 1.5% de fibras de 9mm mais 1.5% de fibras de 12mm foram selecionadas para serem caracterizadas pelos métodos ensaio introduzidos no segundo capítulo.

A partir dos ensaios realizados em placas finas, descritos no Capítulo 4, foi possível conhecer e caracterizar melhor o comportamento mecânico do BEDRF. Os resultados deste capítulo sugerem que a composição com fibras de 9mm é aquela com maior tensão resistente de fissuração. A explicação para esse facto, como se explicou, pode estar relacionada com o aumento de cerca 10% da razão água/cimento da composição com fibras de 9+12mm. Pretendia-se também, através destes ensaios, averiguar as modificações causadas pela substituição da areia, concluindo-se que a mudança não introduziu variações relevantes. Os resultados alcançados neste capítulo foram comparados com os alcançados nos prismas $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ e ensaios de compressão diametral, observando-se diferenças bastante significativas. A resistência à tração alcançada nos ensaios de compressão diametral é cerca de 80% superior ao valor registado nas placas finas. Já nos prismas $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, a resistência à tração é entre 394% e 569% superior à registada com as placas finas. Foi, assim, possível avaliar a capacidade resistente do material através de ensaios melhor adequados a esse propósito, sendo a tensão de fissuração registada com as placas finas cerca de 7.0 MPa na composição com fibras de 9mm e de 5.4 MPa, com a composição com fibras de 9+12mm.

No Capítulo 5 descreveu-se o modo como “*Wedge Splitting Test*” foi adaptado às singularidades do BEDRF. Foram encontradas algumas dificuldades relacionadas com a fissuração horizontal e, por isso, houve a necessidade de realizar ajustes na geometria do provete. Uma má opção tomada em relação à fixação dos LVDT’s levou a que não fossem registados valores válidos de deformação e, consequentemente, que não fosse possível concretizar a análise inversa para composição com fibras de 9mm. No entanto, os resultados continuam a sustentar a hipótese do Capítulo 3, de que o comportamento mecânico do material melhora com a utilização de combinação de fibras de diferentes comprimentos. As maiores forças de fissuração foram obtidas nos provetes com fibras de 9+12mm. A resistência à tração média obtida com a composição anterior foi 5.88 MPa, sendo este resultado da mesma ordem de grandeza do obtido nos ensaios em placas finas. Acredita-se que, caso tivesse sido possível efetuar a análise inversa para os provetes WST com fibras de 9mm, os resultados da resistência estariam balizados entre 4.37 MPa (resultado com fibras de 6mm) e 5.88 MPa (resultado com fibras de 9+12mm), uma vez que se obtiveram forças de separação intermédias. Desta forma, os resultados deste capítulo indicam a composição com fibras de 9+12mm como aquela com melhor desempenho.

Como foi referido, o BEDRF que se pretendeu caracterizar no âmbito desta dissertação surgiu na sequência de uma colaboração LABEST/FEUP com a Universidade Nova de Lisboa. Um dos objetivos da colaboração mencionada era encontrar um material capaz de resistir aproximadamente 10MPa à tração e, pelo menos, 60MPa à compressão. Pela gama de resistências à tração aqui apresentadas nota-se que esse objetivo não foi totalmente concretizado. Talvez métodos de betonagem que permitam distribuir as fibras de forma mais eficaz, assim como diferentes combinações de fibras sejam a chave do problema.

No Anexo A3 pode-se encontrar uma planificação de todos os ensaios realizados no âmbito deste trabalho.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O Betão de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras é tido como um dos mais recentes avanços na área do desenvolvimento de materiais compósitos. Pela sua grande resistência e pela sua notória durabilidade é fundamental que se continue a investigar este tipo de material. Espera-se que num futuro próximo seja possível projetar e desenvolver estruturas de BEDRF que por um lado consumam menos material do que as atuais estruturas de betão e, por outro, apresentem um período de vida útil mais longo. Esta solução é certamente uma das formas da Engenharia Civil contribuir para um futuro mais sustentável.

Depois deste primeiro olhar realista sobre a capacidade resistente do material é essencial que se continue o programa de investigação de forma a atingir maiores resistências à tração, isso pode passar pela afinação da composição, pelo desenvolvimento técnicas de betonagem que garantam uma distribuição otimizada das fibras e/ou pela utilização de diferentes dosagens e tipos de fibras.

Como se observou é importante ajustar ensaios e desenvolver métodos de modelação numérica adaptados às características deste material. Deve-se continuar a desenvolver a caracterização do material analisando outras propriedades como por exemplo a retração e a fluência.

A fase final passará pela investigação experimental em elementos estruturais reais e implantação do produto no mercado, depois de garantida a sua qualidade estrutural.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Coutinho, J. S. *Betões Eco-Eficientes com Resíduos*. 1as Jornadas de Materiais na Construção, 2011.
- [2] Naaman, A. E. *Chapter3 - High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*.
- [3] Nunes, S. *Relatório Técnico - Betão de Elevado Desempenho Com Fibras Metálicas*.
- [4] Lequesne, R.D. *Behavior and Design of High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Coupling Beams and Coupled-Wall Systems*. University of Michigan, 2011.
- [5] Markovic, I. *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete - Development and Utilization*. Delft University.
- [6] Setra, A. *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes*. Interim Recommendations, 2002.
- [7] Rossi, P. *Development of new cement composite material for construction*. Innovations and Developments in Concrete Materials and Construction, Dundee, Scotland, 2002.
- [8] Saleem, M.A., *Alternatives to steel Grid Bridge Descks*. Florida International University, 2011.
- [9] Flietstra, J.C., *Creep and shrinkage Behaviao of Ultra High Performance Concrete Under Compressive loading with varying curing regimes*. Michigan Technological University, 2011.
- [10] Naaman, A.E., Chandrangs, K., *Innovative Bridge Deck System Using High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites*. ACI Structural Journal, 2004.
- [11] Brühwiler, K., *Structural Response of Elements Combining Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concretes and Reinforced Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2006.
- [12] Lounis, H., *Innovative design approach of precast-prestressed girder bridges using ultra high performance concrete*. National Research Council Canada, 1200 Montreal Road, Ottawa, Canada., 2010.
- [13] JSCE, *Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures (Draft)*. Subcommittee on Research of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete-Japan Society of Civil Engineers.Tokyo, Japan. 2006.
- [14] Gowripalan, R., *Design Guidelines for RPC Prestressed Concrete Beams*. School of Civil and Environmental Engineering-The University of New South Wales (UNSW), 2000.
- [15] Walraven, J., *On the way to design recommendations for UHPFRC*. Proceedings of the Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 2008.
- [16] Blais, P.Y., M. Couture, *Precast, Prestressed Pedestrian Bridge-World's First Reactive Powder Concrete Structure*. PCI Journal, 1999.
- [17] Hajar, Z., A. Simon, D. Lecointre, and Petitjean, J., *Construction of the First Road Bridges Made of Ultra-High-Performance Concrete*. Proceedings of 2003 International Symposium on High Performance Concrete, Orlando, FL, 2003.
- [18] Graybeal, B.A., *Structural Behavior of Ultra-High Performance Concrete Prestressed I-Girders*. Final Report, Federal Highway Administration, McLean, VA, 2006.
- [19] http://en.structurae.de/files/photos/2673/dsc00593_resize.jpg. 28-06-2012.

- [20] Hajar, Z.S., A.; Lecointre, D.; and Petitjean, J., *Design and Construction of the world first Ultra-High Performance road bridges*. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel University Press, Kassel, Germany, 2004.
- [21] http://farm5.staticflickr.com/4018/4677832920_766a513a6b_b.jpg. 28-06-2012.
- [22.] Behloul, M.L., K.C., Etienne, D., *Seonyu Ductal footbridge*. Symposium Concrete Structures: The Challenge of Creativity, Avignon, France: Association Française du Génie Civil., 2004.
- [23] http://www.lafarge-na.com/wps/wcm/connect/1088078044d818f4833a930082e52bd8/Shawnessy_LRT_Station2.jpg?MOD=AJPERES&CACHEID=1088078044d818f4833a930082e52bd8. 28-06-2012.
- [24] Ltd., C.G.A.E., *Project drawings and specifications: Shawnessy LRT Station*. 2003.
- [25] Van Mier, J.G.M., *Reality behind fictitious cracks*. 5th International Symposium on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS), Vail, Colorado, 2004.
- [26] Naaman, A.E., Reinhardt H.W., *Characterization of high performance fiber reinforced cement composites - HPFRCC*. 2nd International RILEM-Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, 1995.
- [27] P. Richard, M.C., *Composition of Reactive Powder Concrete*. Cement and Concrete Research Vol25, No7, pp.1501-1511, 1995.
- [28] Stiel, T., B. Karihaloo, and E. Fehling, *Effect of Casting Direction on the Mechanical Properties of CARDIFRC®*. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, September 13-15, 2004, pp. 481-493, 2004.
- [29] Rossi, P., Renwez, S., *High Performance Multi-Modal Fiber Reinforced Cement Composites (HPMFRCC)*. 4th Int. Symp. Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, pp. 687-694, 1996.
- [30] Schmidt, M., Fehling, E., Bormeman, R., Middenhof, B., *Ultra-Hochleistungsbeton: Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten*. Beton- und Stahlbetonbau, Jahrgang 96 (2001), Heft 7, pp.458-467 (in German), 2001.
- [31] Orange, G., Dugat, J., Acker, P., *Ductal : New Ultra-high Performance Concretes - Damage Resistance and Micromechanical Analysis*. 5th International Rilem Symposium on Fibre Reinforced Concretes BEFIB, Lyon, pp. 781-790., 2000.
- [32] Seung Hun Park, Dong Joo Kim, Gum Sung Ryu, Kyung Taek Koh. *Cement & Concrete Composites* 34, p.172–184, 2011.
- [33] Chanvillard G, R.S., *Complete characterization of tensile properties of DUCTAL UHP-FRC according to the French recommendations*. Proceeding of fourth international workshop on high performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC4). Ann Arbor, MI, USA, 2003.
- [34] Jungwirth J, M.A., *Structural behavior of tension members in Ultra High Performance Concrete*. International symposium on ultra high performance concrete, Kassel; 2004. p.553–46., 2004.
- [35] Maeder U, L.-G.I., Chaignon J, Lombard JP, Ceracem, *A new high performance concrete: characterizations and applications*. Fehling E, Schmidt M, Stürwald S, co-editors, Proceeding of first international symposium on ultra high performance concrete, Kassel University, Germany, 2004.

- [36] Wuest J, D.E., Bruehwiler E., *Model for predicting the UHP-FRC tensile hardening response*. Fehling E, Schmidt M, St}urwald S, co-editor. Proceeding of second international symposium on ultra high performance concrete, Germany. Kassel University, Germany; 2008. p. 153–60, 2008.
- [37] Wille K, N.A., Parra-Montesinos GJ. *Ultra-high performance concrete with compressive strength exceeding 150 MPa (22 ksi): a simpler way*. ACI Mater J 2011;108(6):46–54., 2011.
- [38] Wille K, K.D., Naaman AE., *Strain hardening UHP-FRC with low fiber contents*. Mater Struct 2011;44:583–98., 2011.
- [39] Farhat FA, N.D., Kanellopoulos A, Karihaloo BL., *High Performance fiber-reinforced cementitious composite (CARDIFRC) – performance and application to retrofitting*. Eng Fract Mech 2007;74(1–2):151–67., 2007.
- [40] Benson SDP, K.B., *CARDIFRC–Development and mechanical properties. Part III: Uniaxial tensile response and other mechanical properties*. Mag Concrete Res 2005;57(8):433–43., 2005.
- [41] P., R., *High performance multimodal fiber reinforced cement composite(HPMFRCC): the LCPC experience*. ACI Mater J 1997;94(6):478–83., 1997.
- [42] Boulay C, R.P., Tailhan JL., *Uniaxial tensile test on a new cement composite having a hardening behavior*. Proceeding of Sixth RILEM symposium in fiber-reinforced concretes (FRC), BEFIB, Varenna, Italy, 2004.
- [43] Rossi P, A.A., Parant E, Fakhri P., *Bending and compressive behaviors of a new cement composite*. Cement Concrete Res 2005;35(1):27–33., 2005.
- [44] Gomes, F.A.A., *Betão Auto-Compactável Reforçado Com Fibras*, 2010, Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia.
- [45] Walraven, J.C., *From High-Strength to High-Performance to Defined-Performance Concrete*. 6th International Symposium on High-Strength/High-Performance Concrete, Leipzig, pp. 77-91, 2002.
- [46] BRE, J.W.G.o.T.C.S.a., *Self-compacting Concrete - A review*. Technical Report No. 62, 2005.
- [47] Van Mier, J.G.M., *Fracture Processes of Concrete: Assesment of Material Parameters for Fracture Models*. Monography, Publisher: CRC Press, Boca Raton, ISBN 0-8493-9123-7, 1997.
- [48] Østergaard, L., *Early-Age Fracture Mechanics And Cracking of Concrete*. Technical University of Denmark: Department of Civil Engineering, 2003.
- [49] van Mier, J.G.M., *Fracture of concrete under complex stress*. HERON, 1986.
- [50] van Mier, J.G.M.S., C., *Stability issues in uniaxial tensile tests on brittle disordered materials*. International Journal of Solids and Structures 39, 3359{3372., 2002.
- [51] Zhou, F.P., *Some aspects of tensile fracture behaviour and structural response of cementitious materials*. Report TVBM 1008, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1988.
- [52] RILEM, *Test and design methods for steel reinforced concrete*. Recommendations for uniaxial tension test. Materials and Structures. Prepared by RILEM-Committee-TDF-162, Chairlady L. Vandewalle., 2001.
- [53] Østergaard, L.S., H., *Finite element modelling of the uniaxial tension test*. 4th International Ph.D.-symposium in Civil Engineering Vol. 2, Springer VDI Verlag, Dusseldorf, pp. 100-106., 2002.

- [54] I. Lofgren, H.S., J. F. Olesen, *The WSTmethod, a fracture mechanics test method for FRC*. Materials and Structures (2008) 41:197–211, 2007.
- [55] Rasmus Walter, L.Ø., John F. Olesen, Henrik Stang, *Wedge splitting test for a steel–concrete interface*. Engineering Fracture Mechanics 72 (2005) 2565–2583, 2005.
- [56] Brühwiler E, W.F., *The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics test*. Eng Fract Mech 1990;35:117–25, 1990.
- [57] Stanislav Seitl , V.V., Ladislav Routil., *Two-parameter fracture mechanical analysis of a near-crack-tip stress field in wedge splitting test specimens*. Computers and Structures 89 (2011) 1852–1858, 2011.
- [58] HANJARI, K.Z., *Evaluation of WST Method as a Fatigue Test for Plain and Fiber-reinforced Concrete - experimental and numerical investigation*. Department of Civil and Environmental Engineering, Göteborg, Sweden, Chalmers University of Technology, 2006.
- [59] Linsbauer, H.N.a.T., E.K., *Fracture Energy Determination of Concrete with Cube Shaped Specimens*. Zement and Beton, Vol. 31, pp.38-40. German, 1986.
- [60] Reider, K.-A., *Determination of Crack Resistance Curves of Cementitious Materials from Measurements of Wedge Splitting Test Method*. ACI SP-201, Fracture Mechanics for Concrete Materials: Testing and Applications, pp. 207-228, 2001.
- [61] Behloul, M., *Tensile behaviour of Reactive Powder Concrete (RPC)*. 4th Int. Symp. Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, pp. 1375-1381., 1996.
- [62] Sato, Y., *Mechanical Characteristics of High Performance Fibre Reinforced Cement Based Composites*. Internal Report, TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Section of Concrete Structures, 1999.
- [63] Coutinho, J.S., *Ligantes*. Materiais de Construção 2 Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- [64] Moreira, T., *Texto de apoio as aulas de Materiais de Construção II*.
- [65] María C. Torrijos, B.E.B., Raúl L. Zerbino, *Placing conditions, mesostructural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes*. Construction and Building Materials, 2009.
- [66] <http://pt.wikipedia.org/wiki/LVDT>, 27-03-2012.
- [67] <http://www.metrolog.net/index.php?lang=ptbr>. 28-06-2012.
- [68] Mönnig, F.L.e.E., *Construções de Concreto VOL.1 - Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*. Livraria Interciência, 1977.
- [69] BEHLOUL M., *Analyse et Modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra-hautes performances (B.P.R.)*. Du matériau à la structure, Thèse de l'ENS Cachan, 1996.
- [70] Shah, S.P., Carpinteri, A., *Fracture Mechanics Test Methods for Concrete: Report of Technical Committee 89-FMT Fracture Mechanics of Concrete: Test Methods*. Chapman and Hall, London, 1991, xii, 287 pp., 1991.
- [71] B. Trunk, G.S., A.K. Helbling, F.H. Wittmann, *Fracture mechanics parameters of autoclaved aerated concrete*. Cement and Concrete Research 29 (1999) 855–859, 1999.

- [72] Rossi, P., Brühwiler, E., Chhuy, S., Jenq, Y.-S. & Shah, S. P., *Fracture properties of concrete as determined by means of wedge splitting tests and tapered double cantilever beam tests*. S. Shah & A. Carpinteri, eds, 'Fracture Mechanics Test Methods for Concrete', Chapman & Hall, chapter 2, pp. 87-128., 1991.
- [73] Hilsdorf, B.H.a.H.K., *Fracture mechanics studies on concrete compounds*. Gem. Concr. Res. 7, 523-536, 1977.
- [74] Chupanit, P., *Characterization of Concrete Pavement Joint Surfaces*, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2005.
- [75] (89-FMT), *Size Effect Method for Determining Fracture Energy and Process Zone Size of Concrete*. Materials and Structures Vol.23, 1990.
- [76] (50-FMC), *Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three Point Bend Tests on Notched Beams*. Materials and Structures, vol.18, 1985.
- [77] Meda A, P.G., Slowik V, *Fracture of fiber reinforced concrete slabs on grade*. De Borst et al (eds) Fracture mechanics of concrete structures. pp 1013–1020, 2001.
- [78] Nemegeer D, V.J., Stang H, *Brite euram program on steel fibre concrete subtask: durability: corrosion resistance of cracked fibre reinforced concrete*. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – background and experiences – Proceedings of the RILEM TC 162- TDF Workshop, Ed Schnüßgen and Vandevale, pp47–66, 2003.
- [79] I, L., *The wedge splitting test – a test method for assessment of fracture parameters of FRC*. Fracture mechanics of concrete structures, pp 1155–1162, 2004.
- [80] Leite JP de B, S.V., Mihashi H, *Mesolevel models for simulation of fracture behaviour of fibre reinforced concrete*. Fibre reinforced concrete, Proceedings of the Sixth International RILEM Symposium, pp 799–808, 2004.
- [81] LÖFGREN, I., *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Chalmers University of Technology, 2005
- [82] Jianzhuang Xiao, H.S., Cindy Donneckeb, Gert Konigb, *Wedge splitting test on fracture behaviour of ultra high strength concrete*. Construction and Building Materials 18, 359–365, 2004.
- [83] Jan Skoceck , H.S., *Inverse analysis of the wedge-splitting test*. Engineering Fracture Mechanics 75, 2008.
- [84] Y., K., *Fracture parameters by polylinear tension-softening analysis*. J Engng Mech, 1997.
- [85] Ulfkjær J, K.S., Brincker R., *Analytical model for fictitious crack propagation in concrete beams*. J Engng Mech, 1995.
- [86] Olesen, J.F., *Fictitious crack Propagation in Fiber-Reinforced Concrete Beams*. Journal of Engineering Mechanics, 2001.
- [87] Ulfkjær, J.P.B., R., *Indirect determination of the σ -w relation of HSC through three-point bending*. Fracture and Damage of Concrete and Rock -FCDR-2, 1993.

ANEXOS

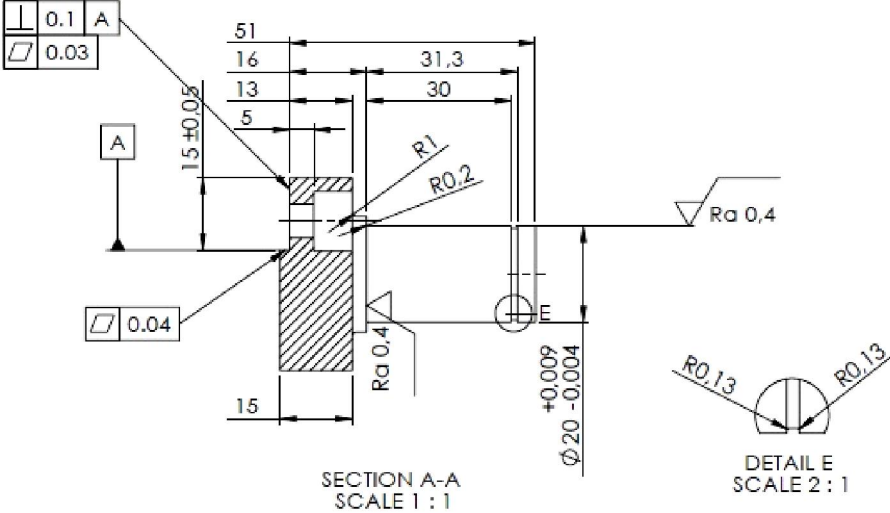
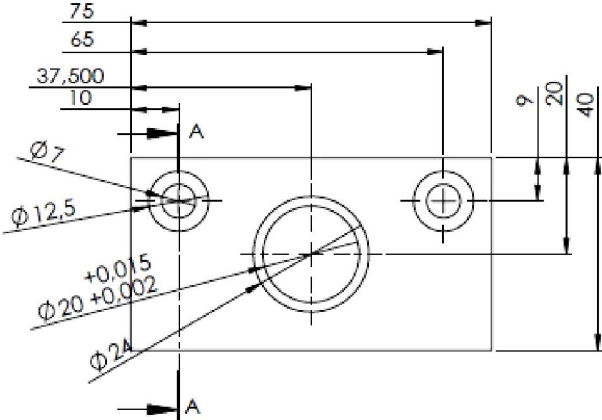
ANEXO A1 – Desenhos Técnicos dos Componentes Mecânicos Destinados ao WST.

ANEXO A2 – Fotografias dos Provetes WST Depois de Ensaiaados (Distribuição das Fibras).

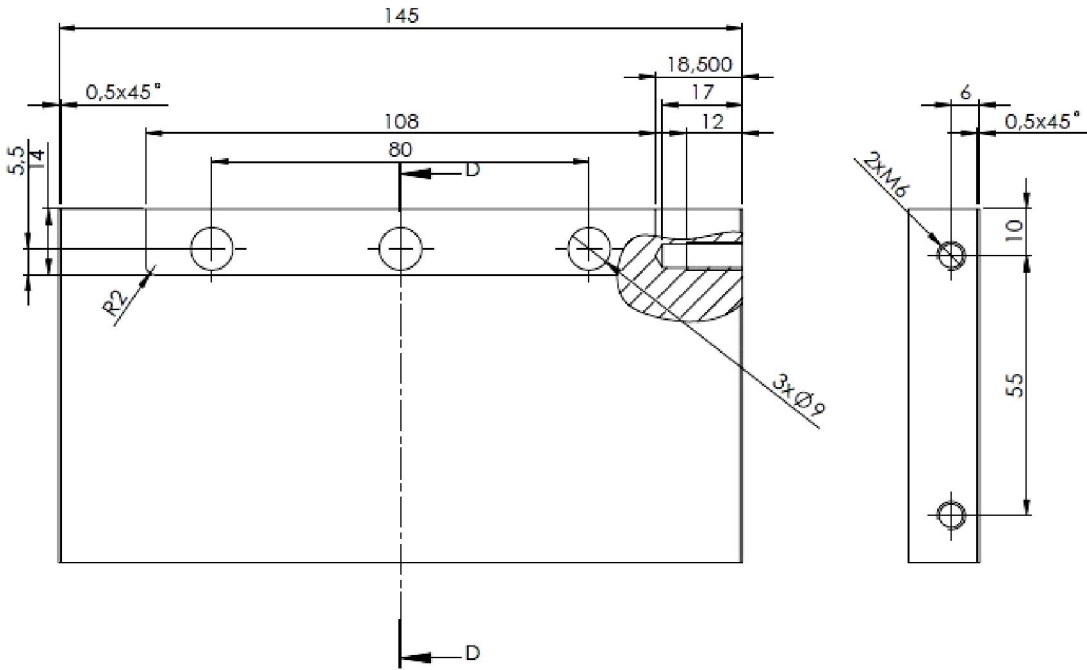
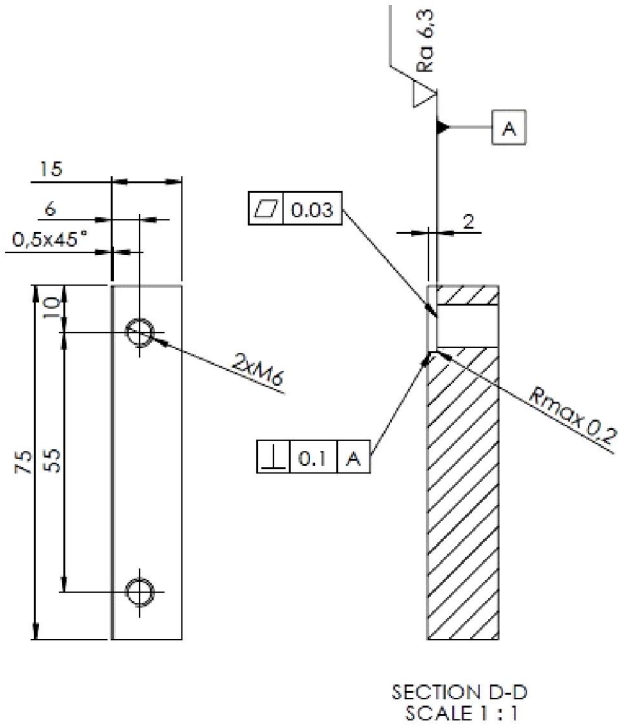
ANEXO A3 – Planificação dos Ensaaios Realizados no Âmbito desta Dissertação.

A1

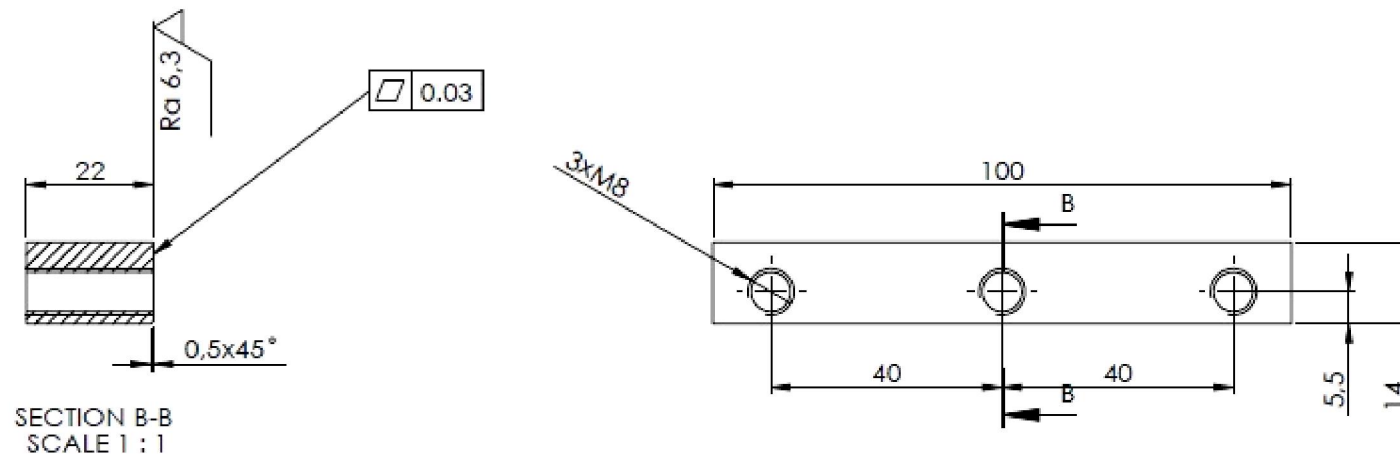
	NOME
DESENHO	José Costa
VERIFICOU	José Costa
APROVOU	José Costa
ITT - Inovação e Transferência de Tecnologia	

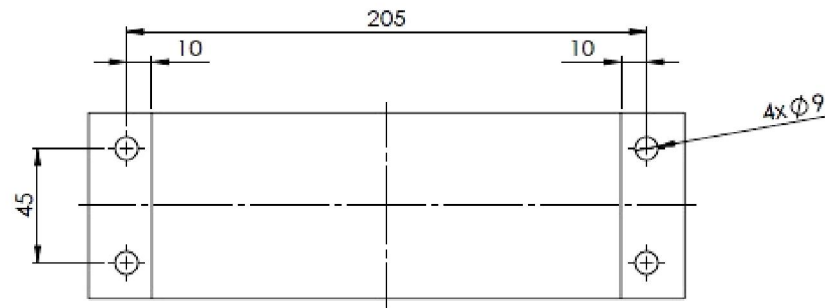


	NOME
DESENHO	José Costa
VERIFICOU	José Costa
APROVOU	José Costa
ITT - Inovação e Transferência de Tecnologia	

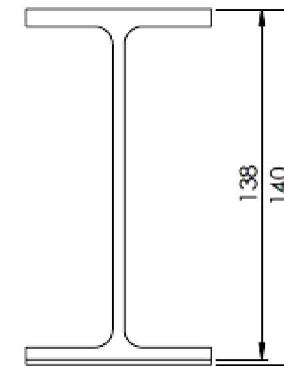
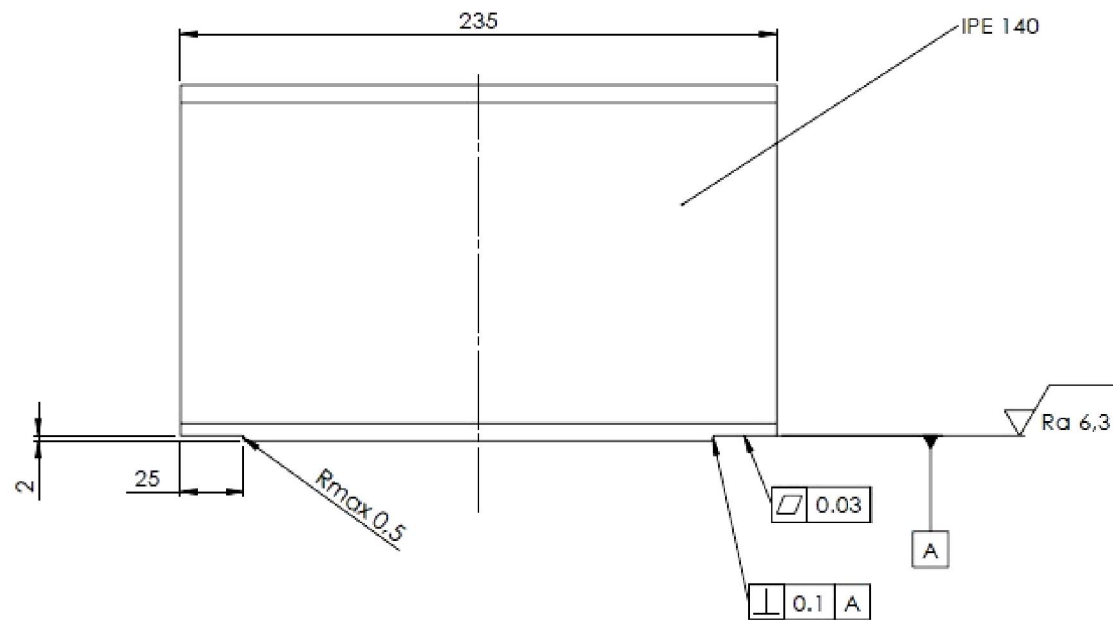


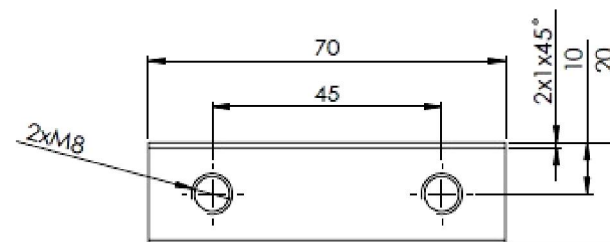
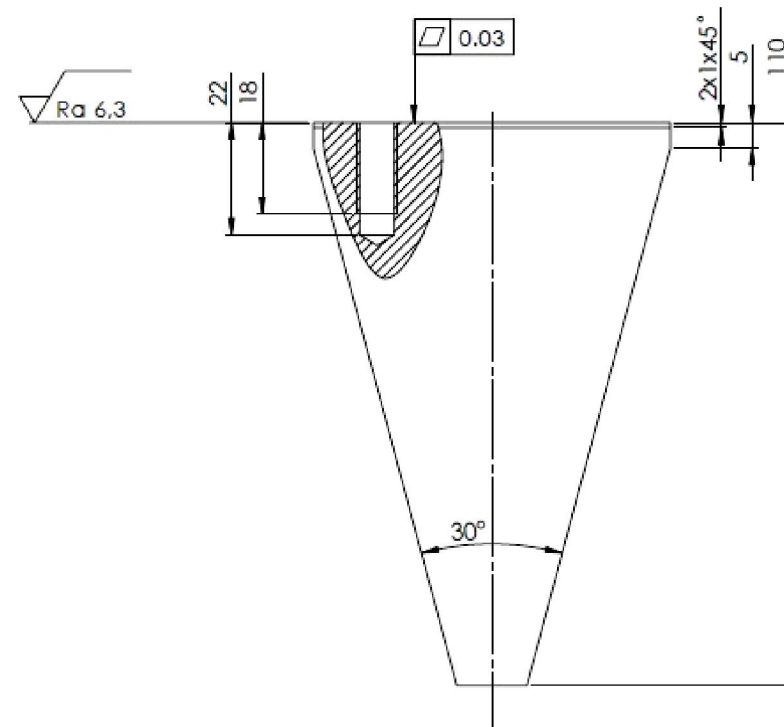
	NOME
DESENHOU	José Costa
VERIFICOU	José Costa
APROVOU	José Costa
ITT - Inovação e Transferência de Tecnologia	





	NOME
DESENHOU	José Costa
VERIFICOU	José Costa
APROVOU	José Costa
ITT - Inovação e Transferência de Tecnologia	



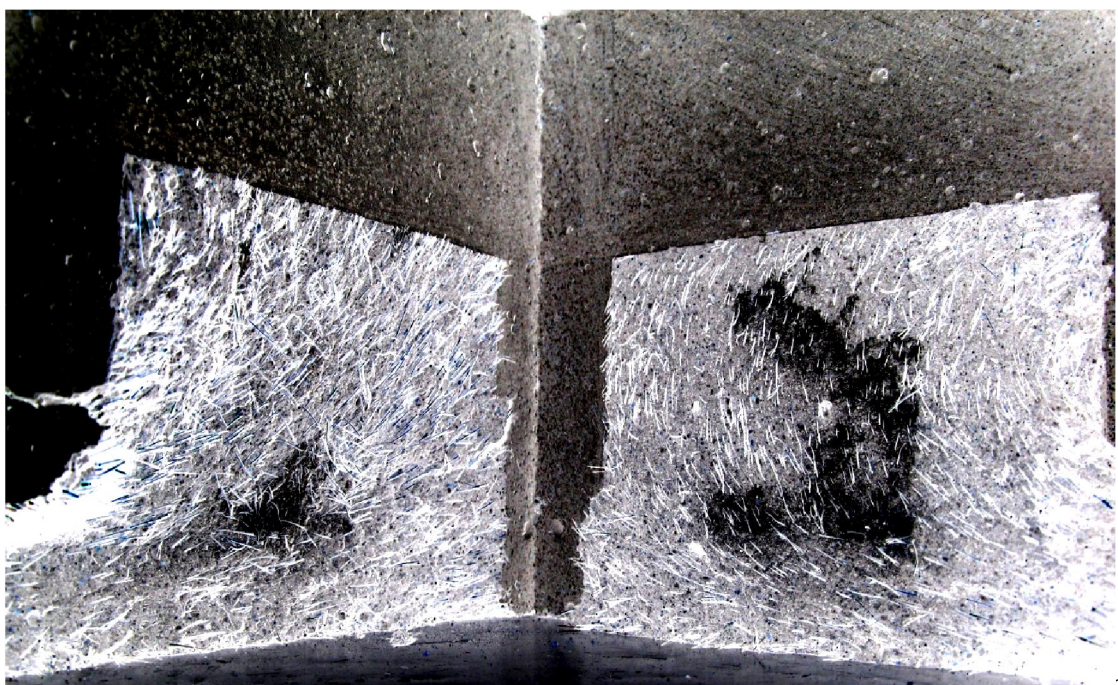


	NOME
DESENHOU	José Costa
VERIFICOU	José Costa
APROVOU	José Costa
ITT - Inovação e Transferência de Tecnologia	

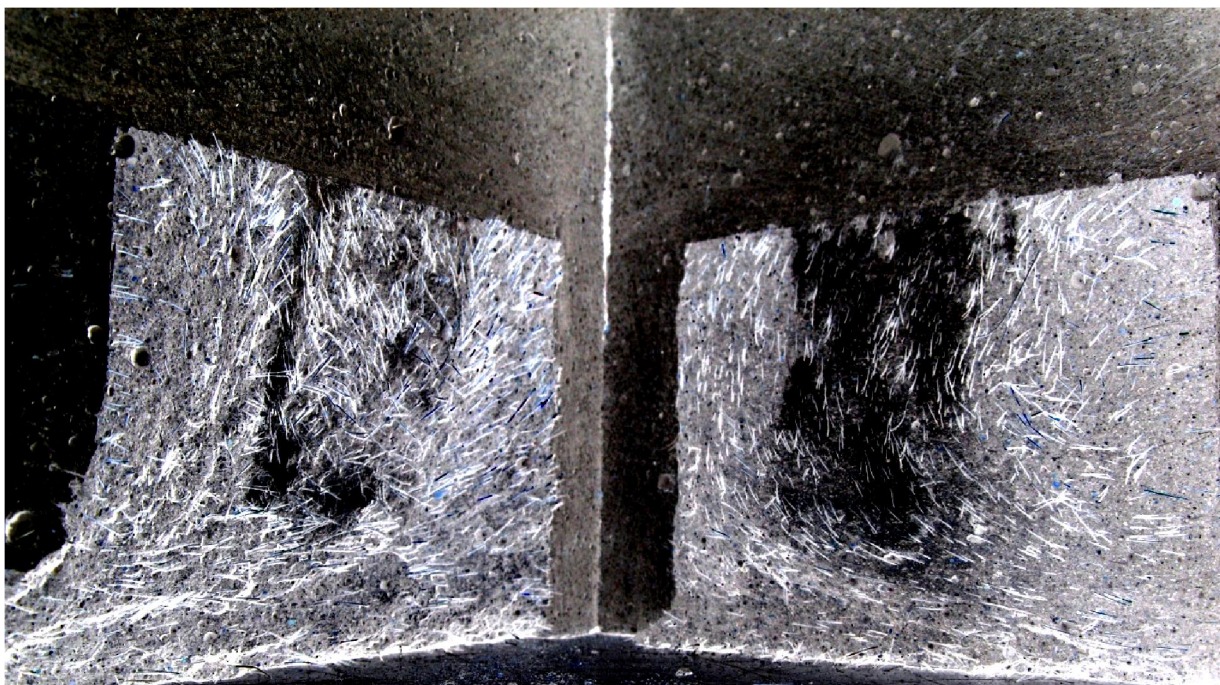
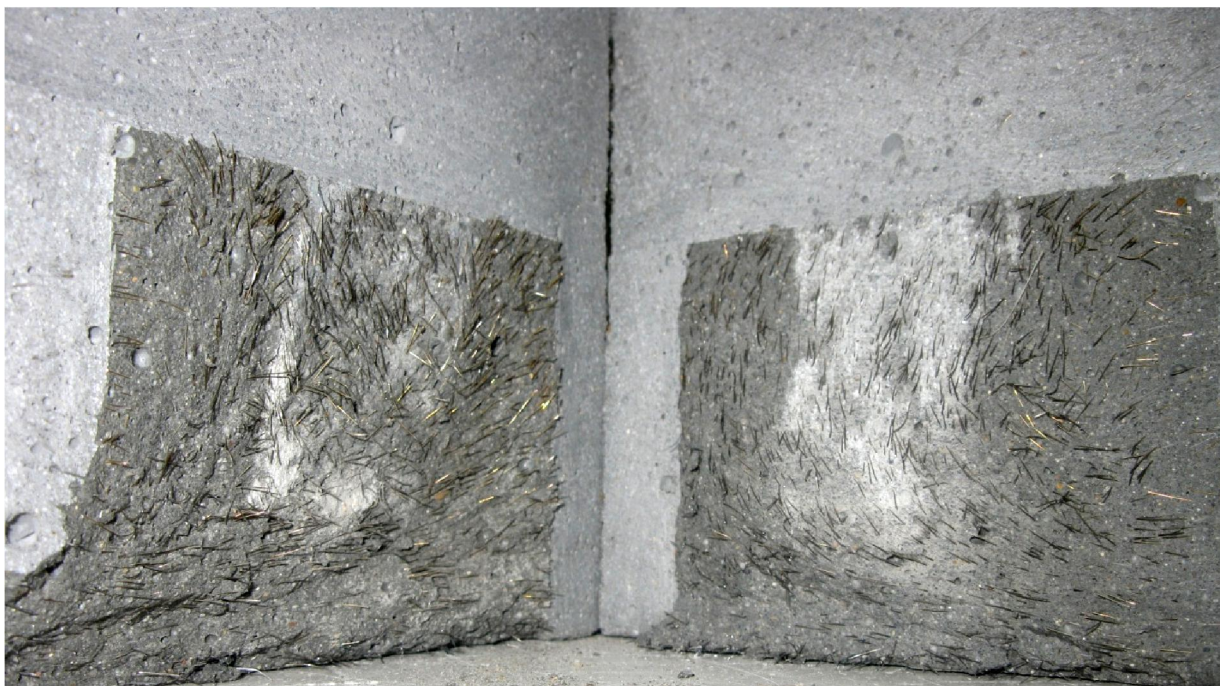
A2



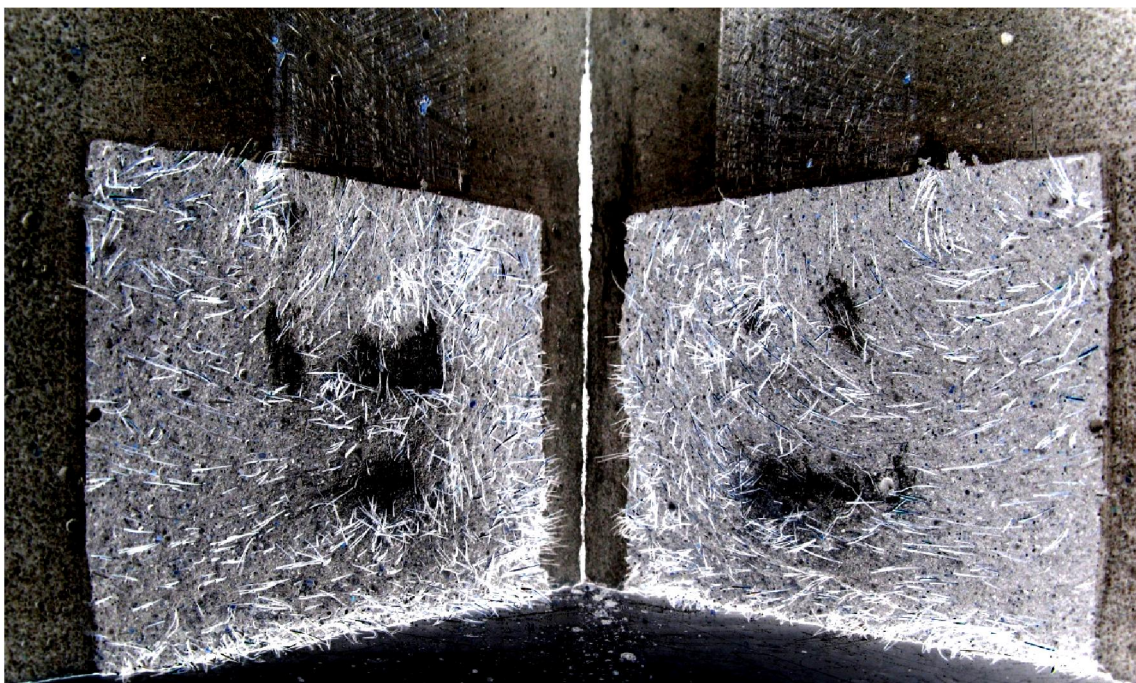
Composição com Fibras de 9mm – Provete 1



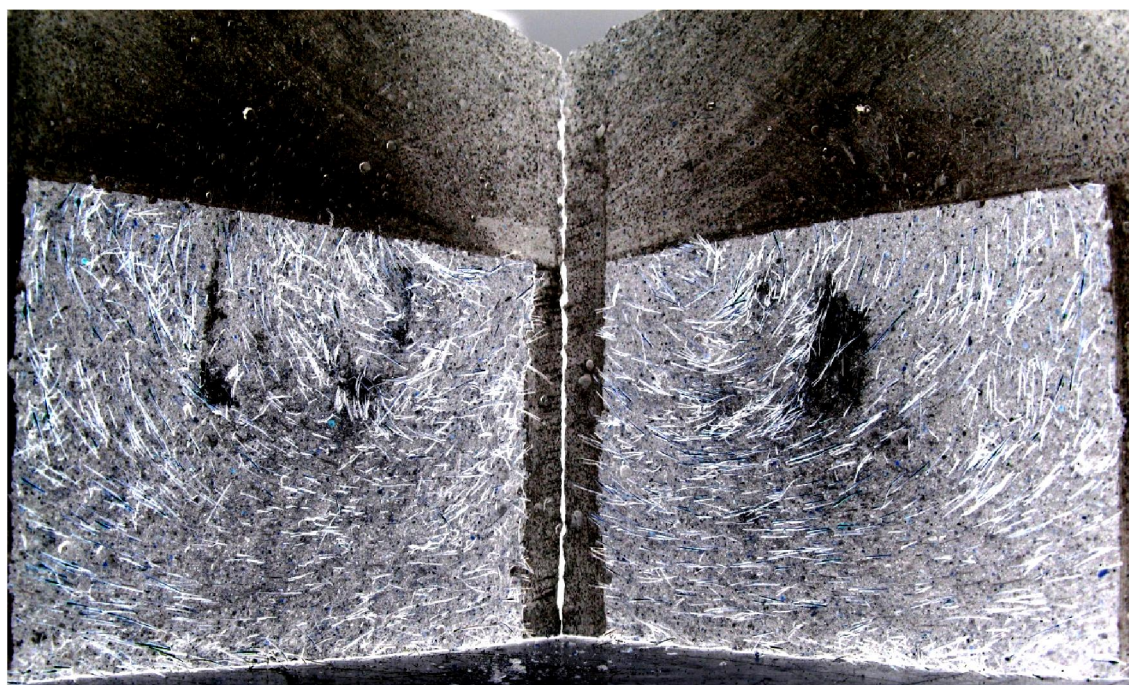
Composição com Fibras de 9mm – Provete 2



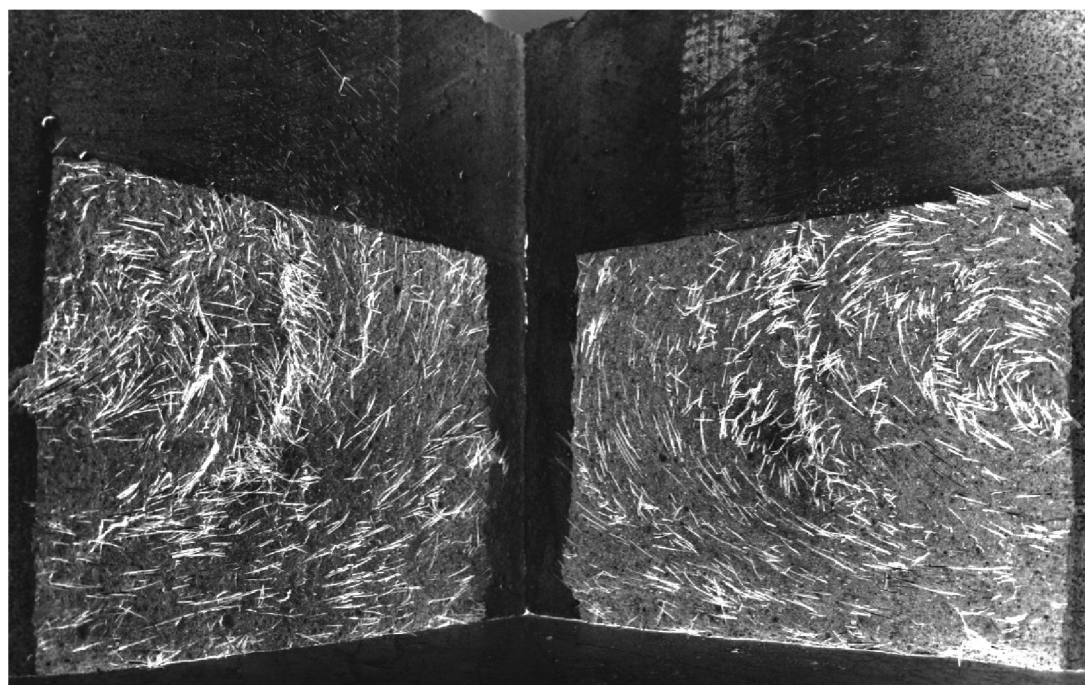
Composição com Fibras de 9mm – Provete 3



Composição com Fibras de 9+12mm – Provete 1



Composição com Fibras de 9+12mm – Provete 2



Composição com Fibras de 9+12mm – Provete 3

A3

Data de Betonagem	Data do Ensaio	Idade de Ensaio	Tipo de Provete	Quantidade de Provetes	Notas
28-02-2012	09-03-2012	10 dias	Placas Finas	6	Recurso a vibração forte durante o processo de betonagem
14-03-2012	21-03-2012	7 dias	Prismas 4x4x16 cm	2	Areia A. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
14-03-2012	11-04-2012	28 dias	Placas Finas	4	Areia A. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
17-04-2012	24-04-2012	7 dias	Prismas 4x4x16 cm	3	Areia B. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
17-04-2012	24-04-2012	7 dias	Cilindro	1	Areia B. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
17-04-2012	15-05-2012	28 dias	Prismas 4x4x16 cm	2	Areia B. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
17-04-2012	15-05-2012	28 dias	Placas Finas	4	Areia B. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
24-04-2012	04-05-2012	10 dias	WST	2	Areia B. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 6mm.
16-05-2012	13-06-2012	28 dias	WST	3	Areia B. Misturadora de 3 Litros. Composição com fibras de 9mm.
22-05-2012	29-05-2012	7 dias	Prismas 4x4x16 cm	3	Areia B. Misturadora Grande. Composição com fibras de 9+12mm.
22-05-2012	29-05-2012	7 dias	Cilindro	1	Areia B. Misturadora Grande. Composição com fibras de 9+12mm.
22-05-2012	19-06-2012	28 dias	Placas Finas	3	Areia B. Misturadora Grande. Composição com fibras de 9+12mm.
22-05-2012	19-06-2012	28 dias	WST	3	Areia B. Misturadora Grande. Composição com fibras de 9+12mm.
Número Total de Provete Ensaiaados				37	

