

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial

**COMPORTAMENTO À FRACTURA E À FLUÊNCIA DE
BETÕES POLIMÉRICOS**

Delfim Ferreira Monteiro

Licenciado e Mestre em Engenharia Mecânica pela Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto

Dissertação de Doutoramento apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a
obtenção do grau de Doutor em Engenharia Mecânica

Dissertação realizada sob a orientação do Professor Doutor António J. M. Ferreira (Professor Associado) e sob a co-
orientação do Professor Doutor António Augusto Fernandes (Professor Catedrático) do Departamento de
Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Porto, Fevereiro de 2005

À minha esposa, ao Luis Miguel,

à minha família

e à memória da minha mãe.

Agradecimentos

Quero aqui expressar profundamente o meu afectuoso reconhecimento a todos quantos prestaram esclarecimentos, apresentaram sugestões e conselhos e me ajudaram na realização desta dissertação.

Em primeiro lugar aos Professores António J. M. Ferreira e António Augusto Fernandes que orientaram e acompanharam o desenvolvimento deste trabalho e, também, pela sua acção vigorante e crítica, encorajadora e dialogante sobejamente manifestadas, bem como pelo apoio prestado.

Agradeço ao Eng.º Fernando de Oliveira a atenção que me dispensou e as sugestões que me deu. Agradeço igualmente aos Professores Paulo Tavares de Castro, Pedro Camanho e Rui Guedes pela disponibilidade que demonstraram para prestar esclarecimentos e informações, sobretudo nas fases iniciais do trabalho de investigação.

Agradeço, também ao Professor António Torres Marques pela prontidão, simpatia e apreço que manifestou.

Manifesto a minha gratidão em especial aos Colegas, João Reis, Cassilda Tavares, Cristina Ribeiro, Paulo Nóvoa e Mário Pinto a contribuição dada em múltiplos aspectos da realização deste trabalho.

Agradeço a todos aqueles que dentro ou fora do INEGI e da FEUP se dignaram dar a sua colaboração e ajuda para a concretização efectiva deste trabalho, especialmente aos amigos e colegas Eurico Augusto Seabra e Adriano.

Ao Belmiro pela scanização das imagens e por todo o apoio prestado.

Resumo

Neste trabalho de investigação apresentam-se dois estudos, sendo um de revisão bibliográfica e outro experimental, no que diz respeito a betões poliméricos. O primeiro é uma revisão bibliográfica que abrange os aspectos tecnológicos da fabricação de betões poliméricos e as metodologias de verificação do comportamento à flexão, à fractura e à fluência sobretudo as baseadas em métodos experimentais, e o segundo é de investigação experimental e abrange a realização de ensaios de flexão estáticos, de fractura e de fluência em vigas de betão polimérico de epóxido sem reforço e com reforço em fibra, na situação de optimização da sua formulação, com vista à obtenção e discussão dos resultados experimentais. Nesta investigação experimental definem-se e constroem-se modelos analíticos de previsão dos resultados e finalmente estabelece-se a comparação com resultados experimentais obtidos neste estudo e com os resultados experimentais e previstos já existentes na literatura relativamente a betões de cimento.

Assim, o estudo bibliográfico incide sobre os seguintes aspectos: materiais, sua natureza e aspectos tecnológicos, tipos de betões poliméricos, fibras de reforço e suas propriedades, propriedades mecânicas, físicas, químicas, de durabilidade e outras dos betões poliméricos e ainda uma síntese das suas propriedades típicas, das suas aplicações estruturais e dos métodos de ensaio e normalização. Finalmente referem-se alguns aspectos relevantes da fluência em betão polimérico e em betão de cimento incluindo os métodos de extrapolação dos resultados da deformação por fluência a longo prazo e descrevem-se as metodologias de cálculo das propriedades de fractura, designadamente o método do CMOD (Crack mouth open displacement – deslocamento da abertura da boca da fenda), o método da profundidade inicial do entalhe, o método a dois parâmetros, o método da compliance e ainda outros métodos.

No estudo experimental destacam-se os seguintes trabalhos:

- Caracterização estática à flexão de betões poliméricos reforçados e não reforçados com fibra, quer à temperatura ambiente, quer depois de serem submetidos à acção de ciclos de variação de temperatura e humidade, que são escolhidos tendo em vista as características climáticas e as variações de temperatura ocorridas em determinadas regiões e/ou zonas climatológicas onde o material poderá operar;
- Análise paramétrica do comportamento à fractura de vigas em betão polimérico com diversas geometrias de entalhe reforçadas e não reforçadas com fibra e sob diferentes condições ambientais e modelação e previsão do seu comportamento;

- Análise paramétrica do comportamento à fluência de vigas em betão polimérico reforçadas e não reforçadas com fibra para diferentes níveis de tensão, sob diferentes condições ambientais, modelação e previsão do seu comportamento e comparação dos resultados experimentais com os obtidos por outros autores em betão polimérico e em betão de cimento. Extrapolar e comparar os resultados a médio e a longo prazo.

Résumé

Dans cet travail de recherche on présente deux études, un de révision bibliographique et un autre expérimental, dans ce qui concerne les bétons de résine. Dans la révision bibliographique on considère les aspects technologiques de la fabrication des bétons résine et les méthodologies de vérification du comportement en flexion, en fracture et en fluage. En particulier on considère les essais de flexion, de fracture et fluage de poutres béton résines sans renforcement et avec fibres de renforcement.

On considère aussi modèles analytiques de prévision du comportement en fluage et on les compare avec résultats de béton ciment.

La révision bibliographique considère les matériaux, les fibres, les bétons et ses propriétés physiques, mécaniques, chimiques et la durabilité.

Les méthodologies de calcul des propriétés de fracture, en particulier la méthode CMOD (Crack mouth open displacement – déplacement de la pointe de la fissure), la méthode de profondeur initial de fissure, la méthode de deux paramètres et des autres.

Dans l'étude expérimental on considère la caractérisation statique en différentes températures et humidité. En même on considère le comportement en fracture de poutres de béton résine avec différentes fissures. On fait aussi l'analyse du comportement en fluage des poutres de béton résine sans et avec fibres de renforcement, pour différents niveaux de contraintes, sous différentes conditions ambiantales, bien aussi comme la prévision du fluage.

Abstract

In this research work we considered two parts, one dedicated to bibliographic review and one to experimental work. The work considers polymer concrete, with and without fibers, under various ambient conditions. The bibliographic review considers fabrication techniques, and methodologies for bending behaviour. We also consider fracture and creep of polymer concrete in un-reinforced and reinforced polymer concrete beams. In this research we defined analytical models for prediction of experimental results. We also compare polymer concrete results with those of cement concrete.

The bibliographic review considers review on materials, technological aspects, reinforcing fibers, physical, chemical and mechanical properties and durability of polymer concrete.

We refer main aspects of fracture and creep of polymer concrete including extrapolation aspects for long term properties of polymer concrete under creep loading.

The CMOD - Crack mouth open displacement methodology is also included in this research work, as well as other methods such as the two parameter model.

The experimental study incorporates static testing of un-reinforced and reinforced polymer concrete under various ambient conditions, such as variations of temperature and moisture. We also analyse the fracture behaviour of polymer concrete beams under same ambient conditions as before and establish models for its behaviour. The same applies for creep.

Índice

Índice de Figuras

Índice de Tabelas

Nomenclatura

Simbologia

Capítulo 1 – Introdução

	Página
1 INTRODUÇÃO	
1.1 Objectivos e motivações	1
1.2 Revisão histórica	1
1.3 Organização da dissertação	3

Capítulo 2 – Revisão sobre betões poliméricos

2 MATERIAIS E PROPRIEDADES DOS BETÕES POLIMÉRICOS	
2.1 Materiais, sua natureza e aspectos tecnológicos	7
2.1.1 Agregados e sua ligação	9
2.1.2 Aditivos	9
2.2 Tipos de betões poliméricos	10
2.2.1 Resumo de propriedades e formulações típicas	17
2.2.2 Reforços para betão polimérico	17
2.2.2.1 Fibras	17
2.2.2.2 Desenvolvimentos recentes de materiais de reforço	21
2.2.3 Higiene e segurança na fabricação de betões poliméricos	22
2.3 Propriedades mecânicas	23
2.3.1 Resistência à compressão	23
2.3.2 Resistência à flexão	24
2.3.3 Resistência à tracção	25
2.3.4 Módulo de elasticidade	25
2.3.5 Coeficiente de Poisson	26

2.3.6	Resistência ao corte	26
2.3.7	Resistência à fadiga	26
2.3.8	Fluência	34
	2.3.8.1 Resposta à deformação em betões poliméricos	38
	2.3.8.2 Experiências feitas	41
2.3.8	Impacto e resistência à abrasão	44
2.4	Características químicas e físicas	45
2.5	Propriedades termofísicas	49
2.6	Propriedades eléctricas	52
2.7	Densidade	53
2.8	Durabilidade	53
2.9	Propriedades típicas	54
2.10	Aplicações estruturais dos betões poliméricos	55
2.11	Métodos de ensaio e Normalização	55

Capítulo 3 - Comportamento à flexão de betões poliméricos à temperatura ambiente

3	COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE BETÕES POLIMÉRICOS NÃO REFORÇADOS	
3.1	Introdução	57
3.2	Verificação do comportamento à flexão por via experimental	57
3.3	Caracterização estática à flexão de betões poliméricos	57
	3.3.1 Introdução	57
	3.3.2 Programa experimental	59
	3.3.2.1 Materiais e misturas e misturas	59
	3.3.2.2 Preparação dos provetes e instrumentação	59
	3.3.2.3 Procedimento experimental de ensaios	61
	3.3.3 Resultados experimentais e discussão	62
	3.3.4 Conclusões do capítulo	68

Capítulo 4 – Comportamento à flexão de betões poliméricos sob diferentes condições ambientais

4	COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE BETÕES POLIMÉRICOS REFORÇADOS COM FIBRA E NÃO REFORÇADOS	
4.1	Introdução	69
4.2	Programa experimental	70
4.2.1	Materiais e propriedades	70
4.2.2	Preparação dos provetes	70
4.2.3	Procedimento experimental de ensaios	73
4.3	Resultados experimentais e discussão	74
4.4	Conclusões do capítulo	89

Capítulo 5 – Comportamento à fractura de betões poliméricos

5	COMPORTAMENTO À FRACTURA DE BETÕES POLIMÉRICOS	
5.1	Metodologias de avaliação do comportamento à fractura	91
5.1.1	Introdução	91
5.1.2	Método experimental para a determinação da energia de fractura de argamassas e betões por meio da realização de ensaios de flexão em três pontos de vigas entalhadas	92
5.1.2.1	Factores que influenciam a medida da energia de fractura	95
5.1.3	Métodos experimentais para a determinação da tenacidade à fractura baseados no cálculo do factor de intensidade de tensão	96
5.1.3.1	Generalidades	96
5.1.3.2	Método do CMOD	98
5.1.3.3	Método da profundidade inicial do entalhe	99
5.1.3.4	Método a dois parâmetros	100
5.1.4	Outros métodos	104

5.2	Análise paramétrica do comportamento à fractura de betões poliméricos	104
5.2.1	Introdução	104
5.2.2	Programa experimental	106
5.2.2.1	Preparação dos provetes	106
5.2.2.2	Tipos de ensaios	110
5.2.2.2.1	Ensaio de flexão estáticos	110
5.2.2.2.2	Ensaio de fractura	110
5.2.3	Resultados experimentais e discussão	112
5.2.3.1	Ensaio estáticos	112
5.2.3.2	Ensaio de fractura	117
5.2.3.2.1	Determinação das propriedades de fractura - Desenvolvimento teórico	117
5.2.3.2.2	Resultados numéricos	120
5.2.3.2.3	Gráficos interpretativos dos resultados numéricos	123
5.2.3.2.4	Previsão e comparação do comportamento à fractura	135
5.2.4	Conclusões	140

Capítulo 6 – Comportamento à fluência de betões poliméricos

6	COMPORTAMENTO À FLUÊNCIA DE BETÕES POLIMÉRICOS	
6.1	Introdução	143
6.2.	Comportamento observado nos ensaios de fluência	144
6.2.1.	Modelos de deformação por fluência	145
6.2.2	Experiências feitas e modelos propostos	147
6.3	Métodos de extrapolação dos dados obtidos nos ensaios de fluência	150

6.4	Análise do comportamento à fluência, em flexão, de betões poliméricos reforçados com fibra sob diferentes condições ambientais	157
6.4.1	Introdução	157
6.4.2	Materiais e propriedades	159
6.4.2.1	Preparação das vigas	160
6.4.3	Procedimento experimental de ensaios	161
6.4.3.1	Instrumentação das vigas	162
6.4.3.2	Outros aspectos relativos aos ensaios de fluência	163
6.4.4	Resultados experimentais e discussão	164
6.5	Verificação experimental e modelos de previsão	180
6.5.1	Análise teórica	180
6.5.2	Resultados de fluência em vigas não reforçadas	182
6.5.3	Resultados de fluência e modelos viscoelásticos	183
6.6	Comparação dos resultados com os de outros betões	192
6.7	Conclusões do capítulo	197

Capítulo 7 – Conclusões gerais e sugestões para trabalhos futuros

7	CONCLUSÕES GERAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	
7.1	Conclusões gerais	201
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	202
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	205

ANEXOS	215
ANEXO A - Aplicações estruturais dos betões poliméricos e Métodos de ensaio e Normalização	217
ANEXO B – Curvas deformação versus tempo relativas aos ensaios de flexão Estáticos	221
ANEXO C – Curvas carga versus CMOD (Crack Mouth Open Displacement) e e carga versus Deslocamento	229

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Resina de poliéster antes da reticulação	15
Figura 2.2 - Resina de poliéster após a reticulação	15
Figura 2.3 - Comportamento tensão versus deformação para vários tipos de fibras de reforço	20
Figura 2.4 - Relações tensão – deformação, à compressão de diversos betões poliméricos	24
Figura 2.5 - Curva nível de tensão S – duração à fadiga Log N	28
Figura 2.6 – Comparação da resistência à fadiga à escala dos níveis de tensão	28
Figura. 2.7 – Comparação da resistência à fadiga à escala das tensões aplicadas	29
Figura 2.8 – Aspecto final de uma viga de betão polimérico reforçada com um varão de pultrusão (plástico reforçado com fibra de vidro)	30
Figura 2.9 – Set-up experimental da máquina Instron para ensaios de fadiga à flexão	31
Figura 2.10 – Painel de controle da máquina Instron de ensaios de fadiga	31
Figura 2.11 – Propagação da fenda para uma viga reforçada com varões de plástico reforçado com fibra de vidro de 4mm de diâmetro	33
Figura 2.12 - Propagação da fenda para uma viga reforçada com varões de plástico reforçado com fibra de vidro de 6mm de diâmetro	33
Figura 2.13 – Resultados dos ensaios de fadiga	34
Figura 2.14 – Curvas típicas de deformação de poliméricos: a) termoplástico; b) termoendurecível	35
Figura 2.15 – Deformação específica por fluência em percentagem versus tempo em dias	37
Figura 2.16 - Deformação específica por fluência (% x 10 ³) versus temperatura (°C), para 40 dias de envelhecimento	37
Figura 2.17 – Envolvente de rotura por fluência	39
Figura 2.18 – Módulos de elasticidade à compressão de betão polimérico, de betão impregnado com polímero e de betão de cimento	40
Figura 2.19 – Curva tipo de rotura por deformações diferidas	40
Figura 2.20 – Curvas de fluência para vigas não reforçadas	42
Figura 2.21 – Curvas de fluência para vigas reforçadas com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro com 4mm de diâmetro	43

Figura 2.22 - Curvas de fluência para vigas reforçadas com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro com 8mm de diâmetro	43
Figura 2.23 – Comparação das curvas da Compliance de fluência	43
Figura 2.24 – Deformação por fluência para níveis de tensão de 0,3; 0,4 e 0,5	44
Figura 2.25 – Curvas específicas de fluência para o betão polimérico	44
Figura 2.26 – Percentagem da resistência a 23°C versus temperatura (°C), ou seja o efeito da temperatura na resistência do betão polimérico de poliéster	50
Figura 3.1 – Set-up experimental de ensaios de flexão em 4 pontos	61
Figura 3.2 – Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 14% de resina	62
Figura 3.3 – Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 16% de resina	62
Figura 3.4 – Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 18% de resina	63
Figura 3.5 – Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 20% de resina	63
Figura 3.6 – Evolução da carga de rotura (valores médios) com a percentagem de resina	64
Figura 3.7 – Evolução dos valores das resistências à flexão, compressão e tracção	66
Figura 3.8 – Evolução dos valores do módulo de elasticidade à compressão com a percentagem de resina	66
Figura 3.9 – Evolução dos valores do coeficiente de Poisson com a percentagem de resina	67
Figura 4.1 – Molde experimental concebido para a produção dos provetes	71
Figura 4.2 – Câmara climática FOTOCLIMA 300 EDTU	73
Figura 4.3 – Set-up experimental de ensaio	74
Figura 4.4 – Curvas carga – deslocamento dos provetes com 0% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e curva de valores médios	74
Figura 4.5 – Curvas carga – deslocamento dos provetes com 1% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e respectiva curva de valores médios	75
Figura 4.6 – Curvas carga – deslocamento dos provetes com 2% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e respectiva curva de valores médios	75
Figura 4.7 – Curvas carga – deslocamento dos provetes com 3% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e respectiva curva de valores médios	76
Figura 4.8 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 0% de fibra, ensaiados depois de submetidos à acção do Ciclo 1 de fadiga térmica, e curva de valores médios	76
Figura 4.9 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 1% de fibra, ensaiados depois de submetidos à acção do Ciclo 1 de fadiga térmica, e curva de valores médio	77

Figura 4.10 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 2% de fibra, ensaiados depois de submetidos à acção do Ciclo 1 de fadiga térmica, e curva de valores médios	77
Figura 4.11 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados depois de submetidos à acção do Ciclo 1 de fadiga térmica, e curva de valores médio	78
Figura 4.12 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 0% de fibra, ensaiados após degradação devida ao Ciclo 2 de fadiga térmica, e curva de valores médios	78
Figura 4.13 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 1% de fibra, ensaiados após degradação devida ao Ciclo 2 de fadiga térmica, e curva de valores médios	79
Figura 4.14 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 2% de fibra, ensaiados após a degradação devida ao Ciclo 2 de fadiga térmica, e curva de valores médios	79
Figura 4.15 – Curvas carga – deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados após a degradação devida ao Ciclo 2 de fadiga térmica, e curva de valores médios	80
Figura 4.16 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 0% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos ciclos 1 e 2 , Y e X respectivamente	80
Figura 4.17 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 1% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos ciclos 1 e 2 , Y e X respectivamente	81
Figura 4.18 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 2% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos ciclos 1 e 2 , Y e X respectivamente	81
Figura 4.19 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos ciclos 1 e 2 , Y e X respectivamente	82
Figura 4.20 – Evolução dos valores médios da carga de rotura em função da % de fibra, antes e depois da aplicação dos ciclos de fadiga térmica	83
Figura 4.21 – Valores percentuais de degradação e/ou melhoramento da carga de rotura para as diferentes percentagens de fibra, depois da aplicação dos Ciclos 1e 2 de fadiga térmica, e relativamente aos ensaio realizados à temperatura ambiente, isto é sem degradação (Sd)	84
Figura 4.22 – Evolução dos valores médios da resistência à flexão nas diferentes condições ambientais	85
Figura 4.23 – Percentagem de melhoramento ou de degradação da resistência à flexão em função da % de resina e nas diferentes condições ambientais	85

Figura 4.24 – Melhoramento e/ou degradação dos valores do Módulo de elasticidade à flexão resultante da aplicação dos Ciclos térmicos 1 e 2 , para as diferentes composições e tendo como referência a situação de não degradação (Sd)	86
Figura 4.25 – Evolução dos valores médios do Módulo de elasticidade à flexão com a percentagem de fibra e nas diferentes condições ambientais	86
Figura 4.26 – Aspecto lateral da superfície de fractura em flexão estática dos provetes sem fibra após a aplicação do Ciclo 2 de fadiga térmica.	87
Figura 4.27 – Aspecto lateral da superfície de fractura em flexão estática dos provetes com 2% de fibra, após a aplicação do Ciclo 2 de fadiga térmica	88
Figura 5.1 - Geometria das vigas usadas no ensaio de fractura	92
Figura 5.2 – Suportes e distribuição do carregamento	93
Figura 5.3 – Curva carga versus deformação	94
Figura 5.4 – Gráficos típicos carga versus deflexão obtidos em ensaios de fractura para vários betões de cimento	97
Figura 5.5 - Resposta esquemática carga versus CMOD, a qual mostra as características de carregamento e de descarregamento	99
Figura 5.6 – Configuração do ensaio e geometria da viga	101
Figura 5.7 – Gráfico típico carga versus CMOD	101
Figura 5.8 – Molde experimental utilizado na produção das vigas	108
Figura 5.9 – Estufa Ventilcell onde se faz o tratamento de pós-cura das vigas	109
Figura 5.10 – Viga com entalhe recto	109
Figura 5.11 – Viga com entalhe em V	109
Figura 5.12 – Viga com entalhe circular	110
Figura 5.13 – Set-up experimental da máquina Instron para ensaios de fractura	111
Figura 5.14 – Painel da máquina Instron, Spider e computador portátil	111
Figura 5.15 – Máquina Instron de realização dos ensaios e restante equipamento envolvido	112
Figura 5.16 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes sem fibra, à temperatura ambiente, incluindo a curva de valores médios	113
Figura 5.17 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, à temperatura ambiente, incluindo a curva de valores médios	113
Figura 5.18 – Curvas carga versus deslocamento para os sistemas sem fibra, submetidas à acção do Ciclo 1 de fadiga térmica a alta temperatura e curva de valores médios	114

Figura 5.19 – Curvas carga versus deslocamento para as vigas com 3% de fibra, submetidas à acção do Ciclo 1 de fadiga térmica a alta temperatura e curva de valores médios	114
Figura 5.20 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento, para os provetes sem fibra ensaiados à temperatura ambiente (Sem degradação – ZSF) e após a aplicação do Ciclo 1 de fadiga térmica (ZSF – amb)	115
Figura 5.21 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento, para os provetes com 3% de fibra ensaiados à temperatura ambiente (Sem degradação – 3SF) e após a aplicação do Ciclo 1 de fadiga térmica (3SF – amb).	115
Figura 5.22 – Percentagem de degradação e/ou de melhoramento das propriedades de resistência à flexão e do módulo de elasticidade para os dois sistemas e diferentes condições ambientais	116
Figura 5.23 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d para os sistemas sem fibra	124
Figura 5.24 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d para os sistemas com 3% de fibra	124
Figura 5.25 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d para os sistemas com entalhe recto	125
Figura 5.26 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d para os sistemas com entalhe circular	126
Figura 5.27 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d para os sistemas com entalhe V	127
Figura 5.28 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d para os sistemas sem fibra	128
Figura 5.29 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d para os sistemas com 3% de fibra	129
Figura 5.30 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d para a geometria de entalhe recto	129
Figura 5.31 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d para a geometria de entalhe circular	130
Figura 5.32 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d para a geometria de entalhe em V	130

Figura 5.33 – Variação de tenacidade à fractura com as condições ambientais, de acordo com as diversas metodologias de determinação das propriedades de fractura e diferentes geometrias de entalhe	132
Figura 5.34 – Variação do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda (CTOD _C) com as condições ambientais, para os sistemas com 3% de fibra e diferentes geometrias de entalhe	133
Figura 5.35 – Curvas ($\Delta\alpha/\alpha_i$) versus (Q/a_f), á temperatura ambiente e para as diversas situações	136
Figura 5.36 – Curvas ($\Delta\alpha/\alpha_i$) versus (Q/a_f), para os sistemas sujeitos à acção de ciclos de fadiga térmica (Ciclo 1) e de acordo com as diferentes situações	136
Figura 5.37 – Curvas ($\Delta\alpha/\alpha_i$) versus (Q/a_f), para os sistemas com entalhe recto , e diferentes condições ambientais	137
Figura 5.38 – Curvas ($\Delta\alpha/\alpha_i$) versus (Q/a_f), para os sistemas com entalhe circular , e diferentes condições ambientais	137
Figura 5.39 - Curvas ($\Delta\alpha/\alpha_i$) versus (Q/a_f), para os sistemas com entalhe em V , e diferentes condições ambientais	138
Figura 5.40 - Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura para as vigas sem fibra à temperatura ambiente e com geometrias de entalhe, recto , circular e em V , sendo a profundidade de entalhe de 28 mm	138
Figura 5.41 - Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura para as vigas com fibra à temperatura ambiente e com geometrias de entalhe, recto , circular e em V , sendo a profundidade de entalhe de 28 mm	139
Figura 5.42 - Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura para as vigas sem fibra submetidas à acção do (Ciclo 1) de fadiga térmica e com geometrias de entalhe, recto , em V e circular , abrangendo várias profundidades de entalhe	139
Figura 5.43 - Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura para as vigas com fibra sujeitas à acção do (Ciclo 1) de fadiga térmica e com geometrias de entalhe, recto , em V e circular , abrangendo várias profundidades de entalhe	140
Figura 6.1 – Esquema de uma máquina de ensaio por fluência	145
Figura 6.2 - Respostas passo a passo, deformação versus tempo relativas ao comportamento de modelos reológicos. Mostra-se o corpo das respostas deformação versus tempo e tensão versus deformação: o modelo (a) exhibe fluência em estado de	

equilíbrio ε_{sc} com deformação elástica adicionada; o modelo (b) é de fluência transiente	
ε_{tc} com deformação acrescentada	146
Figura 6.3 – Modelo de Bruger – Kelvin	148
Figura 6.4 – Modelos de previsão comparados com os resultados experimentais	149
Figura 6.5 – Equações de Ross para a fluência de um betão polimérico	149
Figura 6.6 – Representação simplificada da curva de fluência	151
Figura 6.7 – Extrapolação das curvas de fluência, em função do tempo, para várias temperaturas e a tensão constante	152
Figura 6.8 – Curvas temperatura versus tempo obtidos da figura anterior (figura 6.7)	152
Figura 6.9 – Deformação por fluência em flexão de betão de poliester com 12% do conteúdo de resina	156
Figura 6.10 - Deformação por fluência em flexão de betão de poliester com 10% do conteúdo de resina	156
Figura 6.11 – Molde usado na moldação das vigas de betão polimérico	161
Figura 6.12 – Equipamento para os ensaios de fluência em flexão em quatro pontos; sistema de carregamento simultâneo de duas vigas	161
Figura 6.13 – Geometria do apparatus usado nos ensaios de fluência em flexão em 4 pontos	162
Figura 6.14 – Vigas instrumentadas, destinadas aos ensaios de fluência em flexão em quatro pontos	163
Figura 6.15 – Sistema de aquisição de dados “Spider 8 – 30 “	164
Figura 6.16 – Ecran onde se vêem algumas curvas de deformação por fluência numa fase de duração superior a 500h	165
Figura 6.17 - Curvas de deformação por fluência em função do tempo para vigas sem fibra e com 2% de fibra à temperatura ambiente e para o nível de tensão de 15%.	166
Figura 6.18 - Curvas de deformação por fluência versus tempo para 1% de fibra à temperatura ambiente e para 2% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e nível de tensão de 15%	167
Figura 6.19 - Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra à temperatura ambiente e para 1% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e para o nível de tensão de 15%	167
Figura 6.20 - Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra e com 2% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e nível de tensão de 20%	168

Figura 6.21 - Curvas de deformação por fluência versus tempo em vigas com 1% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e com 2% de fibra à temperatura ambiente e para o nível de tensão de 20%.	168
Figura 6.22 - Curvas de deformação por fluência versus tempo em vigas com 1% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e com 2% de fibra à temperatura ambiente e para o nível de tensão de 20%.	169
Figura 6.23 - Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra e com 2% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e para o nível de tensão de 25%.	169
Figura 6.24 - Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas com 1% de fibra após a aplicação do (Ciclo 1) e sem fibra à temperatura ambiente com nível de tensão de 25%..	170
Figura 6.25 - Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas com 1% e 2% de fibra à temperatura ambiente e nível de tensão de 25%.	170
Figura 6.26 - Curvas de deformação máxima atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tracção e à compressão, de vigas ensaiadas à temperatura ambiente e para os diferentes níveis de tensão	175
Figura 6.27 - Curvas de deformação máxima atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tracção e à compressão, de vigas ensaiadas após a aplicação do (Ciclo 1) para os diferentes níveis de tensão	176
Figura 6.28 - Curvas de deformação máxima atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tracção e à compressão, para as diferentes condições ambientais e níveis de tensão	176
Figura 6.29 - Percentagem de aumento ou de diminuição da máxima deformação por fluência atingida no ensaio, para os três sistemas e níveis de tensão de 15%, 20% e 25% e para as diferentes condições ambientais, relativamente à situação de ensaio à temperatura ambiente	177
Figura 6.30 - Variação dos valores médios das deformações elásticas ou instantâneas em função da percentagem de fibra, à temperatura ambiente, e para os diferentes níveis de tensão	178
Figura 6.31 - Variação dos valores médios da deformação elástica ou instantânea atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tracção e à compressão, de vigas ensaiadas após a aplicação do (Ciclo 1) para os diferentes níveis de tensão	179
Figura 6.32 – Diagrama de esforços cortantes para o ensaio de flexão em 4 pontos	180

- Figura 6.33 – Diagrama esquemático para análise das tensões e deformações no compósito (vigas em betão polimérico não reforçadas e reforçadas com fibra de vidro)
181
- Figura 6.34 – Curvas tensão versus deformação, experimentais e teóricas, para betões poliméricos não reforçados com fibra.
183
- Figura 6.35 – Curvas (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo, experimentais e baseadas nos modelos de previsão de Power Law e de Bruger-Kelvin, para vigas sem fibra ensaiadas à temperatura ambiente a um nível de tensão de 15%
185
- Figura 6.36 – Curvas (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo, experimentais e baseadas nos modelos de previsão de Power Law e de Bruger-Kelvin, para vigas sem fibra ensaiadas após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**), a um nível de tensão de 15%.
186
- Figura 6.37 – Curvas (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 1% de fibra ensaiadas à temperatura ambiente, a um nível de tensão de 20%
188
- Figura 6.38 – Curvas (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 1% de fibra ensaiadas após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo1**), a um nível de tensão de 20%
188
- Figura 6.39 – Curvas (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 2% de fibra ensaiadas à temperatura ambiente, a um nível de tensão de 25%
189
- Figura 6.40 – Curvas (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 2% de fibra ensaiadas após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo1**), a um nível de tensão de 25%
190
- Figura 6.41 – Curvas de extrapolação (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo (de 1000 a 10000 horas), baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas sem fibra ensaiadas nas diferentes condições ambientais a um nível de tensão de 15%
190
- Figura 6.42 – Curvas de extrapolação (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo (de 1000 a 10000 horas), baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 1% de fibra ensaiadas nas diferentes condições ambientais a um nível de tensão de 20%
191
- Figura 6.43 – Curvas de extrapolação (ϵ_t / ϵ_0) versus tempo (de 1000 a 10000 horas), baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 2% de fibra ensaiadas nas diferentes condições ambientais a um nível de tensão de 25%
191

Figura 6.44 – Curvas de deformação por fluência versus tempo para betão polimérico sem fibra, aplicando um nível de tensão de 15%, e para betão de cimento sem fibra em compressão aplicando um nível de tensão de 30%, à temperatura ambiente. 193

Figura 6.45 – Curvas de deformação por fluência versus tempo para betão polimérico com 1% de fibra de vidro à temperatura ambiente, debaixo de um nível de tensão de 20%, e betão de cimento sem fibra e com 1% de fibra de aço em compressão, à temperatura ambiente e para um nível de tensão de 30%. 194

Figura 6.46 – Extrapolação dos valores experimentais da deformação por fluência versus tempo através do método de Findly, para sistemas em betão polimérico sem fibra com um nível de tensão de 15%, e para betão de cimento sem fibra, em compressão, para um nível de tensão de 30% recorrendo ao modelo de previsão de Branson. 195

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Classificação dos agregados naturais	8
Tabela 2.2 – Exemplos de formulação de betões poliméricos	17
Tabela 2.3 – Propriedades típicas da fibra de reforço e de alguns materiais com os quais é usual competir	19
Tabela 2.4 – Composição e propriedades dos diversos tipos de vidro	20
Tabela 2.5 – Tipos de deformações presentes no betão	38
Tabela 2.6 – Propriedades típicas dos betões poliméricos	54
Tabela 2.7 – Aplicações estruturais dos betões poliméricos	217
Tabela 2.8 – Métodos de ensaio ASTM para argamassas poliméricas “mortars” e para argamassas poliméricas com areia ainda mais fina “grouts” e materiais	218
Tabela 2.9 – Normas industriais japonesas (JIS) para betões poliméricos	218
Tabela 2.10 – Normas Britânicas para betões – compósitos poliméricos	218
Tabela 2.11 – Métodos de ensaios de betões poliméricos da Sociedade Internacional de Plásticos (PIS – Plastic International Society).	219
Tabela 3.1 – Características da mistura Resina 551 /Endurcedor 551, dadas pelo fornecedor	59
Tabela 3.2 – Valores médios de carga de ruptura para os diferentes casos.	64
Tabela 3.3 – Valores médios das características mecânicas mais importantes.	65
Tabela 3.4 – Comparação das características do betão polimérico com as do betão de cimento	67
Tabela 4.1 – Descrição e composição das argamassas poliméricas de epóxido	71
Tabela 4.2 – Valores médios da carga de ruptura para os provetes com varias composições, ensaiados a diferentes condições ambientais e respectivos coeficientes de variação (CV); do Ciclo 1 e do Ciclo 2 relativamente aos ensaios realizados à temperatura ambiente, respectivamente	82
Tabela 4.3 – Valores médios da resistência á flexão e do modulo de elasticidade á flexão para os provetes com várias composições, e ensaiados nas diferentes condições ambientais. Mostram-se, também, os respectivos coeficientes de variação resultantes da aplicação dos Ciclos 1 e ciclo 2 (Y e X respectivamente), tendo como referência o ensaio à temperatura ambiente, isto é, sem degradação (Sd)	83
Tabela 4.4 – Comparação das propriedades de resistência do betão polimérico com o betão de cimento Portland	88

Tabela 5.1 – Dimensões das vigas em função do tamanho do agregado	93
Tabela 5.2 - Formulação do betão polimérico e proporções da mistura para os dois sistemas	107
Tabela 5.3 – Características da mistura Resina / Endurecedor EPÓSIL 551	107
Tabela 5.4 – Valores das propriedades de resistência para as diferentes composições e condições ambientais e respectivos coeficientes de variação em relação à situação de não degradação	116
Tabela 5.5 – Valores médios de resistência á flexão de vigas entalhadas, da sensibilidade ao entalhe e da energia de fractura, para as diferentes situações	120
Tabela 5.6 – Valores médios de K_{IC} , $CTOD_C$ e Q assim como os respectivos desvios padrão	121
Tabela 5.7 – Comparação das propriedades de fractura entre betão polimérico e betão de cimento	122
Tabela 6.1 – Formulação das argamassas poliméricas e proporções de mistura	159
Tabela 6.2 – Propriedades mecânicas dos betões poliméricos nas diferentes condições ambientais	159
Tabela 6.3 – Principais características mecânicas da fibra de vidro usada como reforço	160
Tabela 6.4 – Valores médios das cargas máximas aplicadas às vigas para os diferentes sistemas e condições ambientais	164
Tabela 6.5 – Historial de deformação onde constam os valores médios, de 20% e 50% da deformação por fluência e os momentos temporais correspondentes, para os diferentes sistemas em betão polimérico e para as diferentes condições ambientais e níveis de tensão	173
Tabela 6.6 – Parâmetros do modelo de Bruger – Kelvin para os sistemas sem fibra, solicitados ao nível de tensão de 15% nas diferentes condições ambientais	187
Tabela 6.7 – Parâmetros do modelo de Power Law para os diferentes sistemas e condições ambientais, aplicando os níveis de tensão de 15%, 20% e 25%	187
Tabela 6.8 – Parâmetros do material usado no modelo de Branson	193
Tabela 6.9 – Parâmetros do modelo de Findly utilizado na extrapolação dos valores de fluência por 5 anos, para um nível de tensão de 15%.	196

Nomenclatura

Simbologia:

T_g - Temperatura de transição vítrea

S - Nível de tensão, $S = f_{apli} / f_{rot}$

f_{apli} - Carga aplicada

f_{rot} - Carga de rotura ou carga máxima

Log N - Logaritmo do número de ciclos até ao momento da rotura por fadiga

E_a - Módulo dinâmico em psi

f_1 - frequência do 1º período em hertz

W - Peso da amostra em libras

ξ_1 - Factor de amortecimento específico

n - Número de ciclos de amplitude

A_1 - Amplitude do 1º ciclo

A_n - Amplitude do ciclo de ordem n

epd - Estado plano de deformação

ept - Estado plano de tensão

CMOD - Deslocamento da abertura da boca da fenda

A_{lig} - Area de ligação

W_0 - área situada entre a curva e o eixo das deformações

δ_0 - Deformação

m_1 - Peso da viga entre os dois suportes

m_2 - Peso inerente ao manejo do carregamento

G_f - Energia de fractura

K_{Ic} - Factor de intensidade de tensão crítico no modo I de carregamento

G_c - Taxa de libertação crítica de energia

K_c - Factor de intensidade de tensão crítico ou tenacidade à fractura

E - Módulo de young

ν - Coeficiente de Poisson

CMOD^e - Deslocamento elástico da abertura da boca da fenda

σ - Tensão aproximada

a ou a_i - Comprimento do entalhe ou comprimento inicial do entalhe

Δ_a – Diferença entre o comprimento efectivo ou final da fenda e o comprimento inicial do entalhe (a_0 , a_i ou a)

E' - Modulo de young em estado plano de deformação

H_0 - Espessura da chapa onde se prende o Clip-gauge

a_0 ou a_i – Comprimento inicial do entalhe no ensaio de fractura

L – Comprimento da viga usada no ensaio de fratura

b – Largura da viga usada no ensaio de fractura

d - Altura da viga usada no ensaio de fractura

C_i - Compliance inicial ou de carregamento

C_u – Compliance de descarregamento

a_e ou a_f - Comprimento efectivo ou final da fenda aa viga no ensaio de fractura

P - Carga máxima aproximada

K_I - Factor intensidade de tensão no modo I de carregamento

M - Momento flector puro

K_{Ic}^s - Factor de intensidade de tensão critico (modelo a dois parâmetros)

$CTOD_c$ - Deslocamento crítico de abertura da ponta da fenda

$CMOD^e$ – Deslocamento elástico da abertura da boca da fenda

$CMOD^*$ - Componente inelástica da abertura da boca da fenda

α ou α_i - Relação entre a profundidade de entalhe e a altura do provete (a / d ou a_i / d)

α_e ou α_f - Relação entre o comprimento efectivo ou final da fenda e a altura do provete (a_e / d ou a_f / d)

Δ_α - Diferença entre α_i e α_f

R_{fe} – Resistência à flexão de vigas entalhadas

SE – Sensibilidade ao entalhe, como sendo a relação entre a resistência à flexão de vigas entalhadas e não entalhadas

S' - Vão de carregamento usado no ensaio de fractura em flexão em três pontos

a_c - Comprimento critico efectivo da fenda usado no ensaio de fractura em flexão em três pontos

Q – Parâmetro singular de fractura em termos de um comprimento do material, que é função de K_{Ic} e de $CTOD_c$ em flexão em quatro pontos

Q / a_f – Relação entre o parâmetro singular Q e o comprimento final da fenda em flexão em quatro pontos

t - Tempo

ε_e – Deformação elástica por fluência
 σ' – Tensão de entrada nos modelos de deformação por fluência
 ε_c – Deformação por fluência
 η - Viscosidade
 $\dot{\varepsilon}_c$ – Derivada da deformação por fluência em ordem ao tempo
 ε_{sc} – Deformação por fluência em estado de equilíbrio
 ε_{sc} – Deformação transiente de fluência
 T – Temperatura absoluta
 Q_1 – Energia de activação do modelo reológico
 R – Constante geral do gás
 A – Constante
 θ - Binómio, tempo – temperatura, compensado
 P_{SD} – Parâmetro de Sherby – Dorn
 t_r – Tempo de rotura por fluência
 σ_c – Tensão no compósito
 σ_f – Tensão na fibra
 V_m – Fracção volúmica da matriz
 V_f – Fracção volúmica de fibra
 ε_0 – Deformação elástica no modelo de Power Law
 $\varepsilon_{(t)}$ – Deformação total no modelo de Power law
 τ_0 – Constante referida à unidade de tempo
 β e n – Constantes do modelo de Power Law
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \lambda_2$ e λ_3 – Relações usadas no modelo de Bruger-Kelvin
 $\varepsilon_{cm,t}$ – Deformação por fluência após t dias de carregamento constante de betão de cimento em compressão
 $\varepsilon_{cm,u}$ – Valor máximo da deformação após um determinado período de tempo
 ε e ε_0 - Deformações total e elástica usadas no método de Findly
 m e n – Constantes usadas no método de Findly

Capítulo 1

Introdução

1 INTRODUÇÃO

1.1 Objectivos e motivações

Este trabalho de investigação tem por principais objectivos a caracterização à flexão, à fractura e à fluência de betões poliméricos com e sem fibras. Estes materiais apresentam características mecânicas elevadas e apresentam-se como materiais interessantes para aplicações onde a resistência química é determinante. A sua natureza polimérica produz um material que confina os inertes e as fibras produzindo um material muito pouco poroso. No entanto, também devido à sua natureza polimérica, estes materiais estão sujeitos a fenómenos de fluência, pelo que esta tese apresenta um trabalho experimental extenso de caracterização de betões poliméricos em situações de fluência em flexão.

O comportamento à fractura destes materiais está ainda na infância, pelo que este trabalho pretende dar um contributo para uma melhor compreensão deste tema, através da realização de um programa experimental de fractura.

1.2 Revisão histórica

O Betão Polimérico é um material compósito no qual a ligação consiste inteiramente de um polímero orgânico sintético, sendo vulgarmente conhecido como um betão de resina sintética, betão de resina plástica ou simplesmente betão de resina. O facto de se usar um polímero, em vez de um cimento representa uma vantagem substancial, sobretudo em Arquitectura, uma vez que os polímeros podem ser usados somente em aplicações, nas quais o elevado custo possa ser justificado pela superioridade e/ou excelência de propriedades, conciliando ao mesmo tempo a esbelteza e/ou a estética do componente estrutural. É, contudo, importante que Arquitectos e Engenheiros tenham informação e conhecimento relativamente às capacidades e limitações dos materiais em betão polimérico de modo a assegurar que perante uma dada aplicação específica, se faça a selecção mais apropriada e económica possível do produto em causa. A. Blaga e J. J. Beaudoin [1] fizeram uma prévia divulgação, no que diz respeito a compósitos em betão polimérico modificado, assim como em betões impregnados com polímeros e betões poliméricos cimentosos.

O uso de polímeros no betão foi desenvolvido nos Estados Unidos da América, tendo em vista três classificações gerais: Betão Impregnado de Polímero, Betão Polimérico Modificado e Betão Polimérico; o betão impregnado de polímero é um betão de cimento Portland hidratado, impregnado por um monómero e conseqüentemente polimerizado no local. A investigação em larga escala dos betões impregnados com polímeros começou nos Estados Unidos da América em 1966. O betão modificado com polímero é um material pré-misturado, no qual um monómero ou polímero é acrescentado ou adicionado resultando numa mistura de betão fresco, em líquido, sob a forma de pó ou fase dispersa e conseqüentemente submetido a cura, e ainda, se houver necessidade, polimerizado no sítio, Depuy et al [2]. O betão impregnado com polímero nunca foi utilizado em aplicações comerciais e é virtualmente inexistente, hoje em dia, nos Estados Unidos da América. O betão polimérico foi o primeiro a ser usado nos Estados Unidos da América no ano de 1950 para a produção de mármore sintética e na fabricação de painéis ou placas de guarnição nos finais de 1950. Em meados do ano de 1970, o betão polimérico foi utilizado como material de reparação de estruturas em betão de cimento Portland nas estradas principais e pontes. A Administração Federal dos Estados Unidos para o Desenvolvimento das Vias Rodoviárias, a reclamação de Bureau e o Departamento de Energia assumiram a investigação de todos estes materiais durante a década de 70, e no ano de 1980 foi incluído o betão polimérico. As companhias químicas dos Estados Unidos da América dedicaram, a partir do ano de 1980, um acentuado interesse no que se refere à especificidade dos materiais e aos seus requisitos de propriedades, relativamente à produção de betões poliméricos. Como resultado surgiram muitos melhoramentos, especialmente no que diz respeito a polímeros empregues na fabricação de betões poliméricos e começou a vislumbrar-se a oferta de certas resinas, para o mesmo fim. Este desenvolvimento tornou-se imparável, a ponto dos próprios fabricantes encontrarem melhorias significativas nas performances destes materiais.

No 1º Congresso Internacional de Polímeros no Betão, que teve lugar em Inglaterra, no ano de 1975 foi publicada muita informação, mormente artigos técnicos no que concerne aos betões poliméricos. A seguir, outros Congressos tiveram lugar na Áustria e no Texas, em 1978; Koryama, Japão (1981); Darm-Stadt, Alemanha (1984); Brighthon, Inglaterra (1987) e República Popular da China (1990). O 7º Congresso Internacional de Polímeros no betão foi conduzido e organizado na Rússia em Setembro de 1992.

Todos os procedimentos publicados incluem artigos sobre diversos aspectos estruturais do betão polimérico. As propriedades de fadiga, impacto, abrasão e inflamabilidade são objecto de discussão, onde se descreve simultaneamente a utilização dos betões poliméricos nos Estados Unidos da América, Rússia, Índia, Japão, Polónia, Alemanha, Inglaterra e África do Sul.

Actualmente, a maior parte das aplicações em betão polimérico constam na forma de elementos pré-moldados. Em princípio, estes elementos foram apenas painéis ou placas usadas na construção arquitectural, embora outros produtos estruturais, no início da década de 70, surgissem no mercado, incluindo drenagens e/ou esgotos no rés-do-chão dos edifícios, valas e/ou fossas, guardas de trincheiras públicas e ainda túneis públicos, revestimentos ou coberturas, isoladores de alta tensão e revestimentos ou barreiras intermédias nas principais vias rodoviárias. Entretanto apareceram outros produtos, como portas de visita ou de inspecção, portas de acesso para limpeza (de redes de esgotos, etc.) e bases de máquinas ferramentas.

Tudo isto, em antecipação a muitos outros e novos materiais para novas utilizações que foram postas no mercado, o que constitui um marco histórico significativo no dealbar do século 20. As investigações continuam para cada uma das utilizações, tais como painéis balísticos, pólos de transmissão eléctrica, placas sanduíche, blocos para a construção, valas ou fossas públicas, guardas de trincheiras, coberturas e/ou revestimentos públicos subterrâneos e placas de isolamento, Fowler [3].

1.3 Organização da Dissertação

Este trabalho é constituído por duas partes: Uma, de revisão bibliográfica que abrange os **Capítulos 2**, o ponto 3.2 do **Capítulo 3**, o ponto 5.1 do **Capítulo 5**, e ainda os pontos 6.1, 6.2 e 6.3 do **Capítulo 6**.

Nesta revisão bibliográfica descrevem-se os materiais e propriedades dos betões poliméricos, bem como as aplicações estruturais e características específicas inerentes a cada aplicação e ainda os métodos de ensaio e normalização (**Capítulo 2**). Neste capítulo abordam-se as seguintes rubricas: materiais, sua natureza e aspectos tecnológicos, nomeadamente os que dizem respeito à fabricação de betões poliméricos, designadamente os tipos de betões poliméricos, algumas estruturas químicas e reacções de polimerização, as quais explicam algumas propriedades importantes destes materiais, e os tipos de materiais de reforço, mormente as fibras que se utilizam para reforçar as

novas formulações usadas nas investigações experimentais feitas ao longo deste trabalho e ainda, os cuidados a ter na sua fabricação em termos de higiene e segurança. A seguir estudam-se as propriedades mecânicas, físicas, químicas, termofísicas, eléctricas e de durabilidade dos betões poliméricos. Finalmente referem-se as propriedades típicas das principais formulações que fazem parte de cada tipo de betão polimérico e as suas aplicações estruturais e também os métodos de ensaio e normalização. As tabelas referentes a estas aplicações e métodos de ensaio apresentam-se no **Anexo A**.

Nos pontos 3.2, 5.1 e (6.1, 6.2 e 6.3) descrevem-se as metodologias de verificação do comportamento à flexão, à fractura e à fluência, respectivamente. Em fractura (5.1) explicam-se os métodos de cálculo da energia de fractura e os métodos de determinação da tenacidade à fractura baseados no conhecimento do factor intensidade de tensão, que são o método da profundidade inicial do entalhe, o método do CMOD (deslocamento da abertura da boca da fenda) e o método a dois parâmetros em flexão em quatro pontos e ainda outros métodos. Em fluência apresentam-se os métodos experimentais de caracterização do comportamento à fluência, os modelos de deformação e de previsão do mesmo, e os métodos de extrapolação da vida à fluência a longo prazo.

A outra parte é o estudo experimental que inclui os pontos 3.3 do **Capítulo 3** e o ponto 4 do **Capítulo 4** no que diz respeito ao comportamento estático à flexão; o ponto 5.2 do **Capítulo 5** relativo ao comportamento à fractura, e ainda os pontos 6.4, 6.5 e 6.6 do **Capítulo 6**, que incluem o estudo experimental do comportamento à fluência de betões poliméricos.

Assim, no ponto 3.3 faz-se a caracterização estática à flexão de betão polimérico de epóxido com várias percentagens de resina e determinam-se as propriedades mecânicas básicas (resistências à flexão, à compressão e à tracção, módulos de elasticidade e coeficiente de poisson) chegando-se à formulação óptima. As curvas deformação versus tempo encontram-se no **Anexo B**. No ponto 4 investiga-se o efeito do tipo de sistema (sem fibra e com fibra) e das condições ambientais (ciclos de congelação/descongelação e de fadiga térmica a alta temperatura) no comportamento estático à flexão de betões poliméricos, e faz-se a comparação com o betão de cimento. No ponto 5.2 do **Capítulo 5** faz-se a análise paramétrica do comportamento à fractura de betões poliméricos e estuda-se a influência, do tipo de sistema (sem fibra e com fibra), das condições ambientais (temperatura ambiente e ciclos de fadiga térmica a alta temperatura), da geometria do entalhe (**recto**, em **V** e **circular**) e da metodologia

de cálculo das propriedades de fractura, sobre a energia de fractura e a tenacidade à fractura. Construiu-se um modelo analítico para prever e verificar os resultados experimentais e finalmente fez-se a comparação com o betão de cimento. As curvas carga versus deslocamento e carga versus CMOD encontram-se no **Anexo C**.

Quanto à fluência procedeu-se à análise do comportamento à fluência, em flexão, de betões poliméricos reforçados com fibra sob diferentes condições ambientais. Neste âmbito, concebeu-se um novo set-up experimental de ensaios de flexão em quatro pontos e investigou-se o efeito do tipo de sistema (sem fibra e com fibra), das condições ambientais (temperatura ambiente e ciclos de fadiga térmica a alta temperatura) e do nível de tensão sobre o comportamento à fluência de betões poliméricos. Adoptou-se um modelo teórico com base na teoria clássica da viga elástica para construir as curvas (máxima tensão versus máxima deformação) e estabeleceu-se a comparação com os resultados experimentais. A verificação experimental do comportamento à fluência fez-se com recurso a dois modelos viscoelásticos lineares (o de Power Law e o de Bruger-Kelvin) e finalmente fez-se a comparação com o betão de cimento, extrapolando os resultados de fluência a médio e a longo prazo, com base nos métodos de Findly e de Branson. O **Capítulo 7** tem as conclusões gerais e sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Revisão sobre Betões Poliméricos

2. MATERIAIS E PROPRIEDADES DOS BETÕES POLIMÉRCOS

2.1 Materiais, sua natureza e aspectos tecnológicos

Os betões poliméricos consistem da aglomeração de minerais finos (agregados) por um polímero de ligação, o qual pode ser um termoplástico [4,5], mas mais frequentemente é um polímero termoendurecível [6]. Quando é usada areia fina como massa mineral o compósito referido designa-se, não por betão polimérico mas por argamassa polimérica. Outras massas ou partículas incluem brita, gravilha, limalha de pedra, calcário e sílica (sílica moída ou sílica em pó), granito, quartzo, argila, vidro expandido, partículas metálicas, etc; geralmente, em qualquer processo de secagem não absorvente, o material sólido pode ser usado como um fino no agregado. Na tabela 2.1 apresenta-se a classificação dos agregados naturais [7].

A produção de betões poliméricos implica a mistura de um monómero ou um pré-polímero (isto é, um produto resultante da polimerização parcial de um monómero), com um endurecedor (agente de ligação cruzada), um catalisador, com outros elementos agregados (finos), podendo ainda outros ingredientes ser acrescentados à mistura, incluindo plastificantes e retardantes ao fogo.

Por vezes, também se usam agentes acoplantes de silano para aumentar a resistência da ligação entre a matriz polimérica e o agregado, havendo eventualmente necessidade de reforçar os betões com fibra, sobretudo em certas aplicações nomeadamente aplicações estruturais, explorando totalmente o potencial dos produtos obtidos. Os reforços incluem fibras de vidro, mantas ou emaranhados à base de fibras de vidro ou tecidos, fibras de carbono e fibras metálicas destacando-se aqui, em particular, as fibras de aço. A fixação estável do tempo necessário ao desenvolvimento da máxima resistência é uma tarefa essencial, podendo aquele variar de alguns minutos a várias horas, mediante ajustamento da temperatura e do sistema promotor ou catalítico.

GRUPO	EXEMPLO
Basalto	Andesito, basalto, diabáse, doleritos de todas as classes incluindo teralito e tesquinito, porfíritos, epidiorito, lamprofiro, dolorito de quartzo e spilite.
Granito	Gnaissóide, granito, granodiorito, granolito, regmatito, diorito de quartzo e sienito.
Rocha calcária	Dolomite, calcário e mármore.
Xisto	Filito, xisto, ardósia, todos os diversos agregados cortados.
Pedra de fuzil	Pedra de toque, pederneira.
Areia de pedra	Arkose, grauvaque, areia ou saibro, areia de pedra e tufo vulcânico (incluindo rochas vulcânicas fragmentadas).
Porfiro	Aplito, dacito, felsito, granofiro, ceratofino, microgranito, pórfiro, profiredo de quartzo, reolito e traquito.
Gabono	Diorito básico, gnaisse básico, gabro, rocha honblenda, norite, peridotito, picrite e serpentnito.
Hornfels	Rochas de contacto alterado de todas as classes excepto mármore.
Quartzito	Gânister, areia de pedra quartzítica, quartzito recristalizado.

Tabela 2.1 – Classificação dos agregados naturais [7].

A quantidade de ligante (polímero) utilizado é geralmente pequena, e é normalmente determinada pela granulometria da areia, tamanho da brita ou dimensões de outros ingredientes usados como agregados. Em geral, o conteúdo do polímero ronda os 5% a 15% do total do peso. No entanto, caso se trate de argamassas com areia fina, mais de 30% do teor de polímero poderá ser exigido.

Os compósitos em betão polimérico têm geralmente boa resistência ao ataque químico e a outros agentes corrosivos, muito baixa absorção de água, boa resistência à abrasão e marcada resistência à congelação – descongelação. Tendo em conta a maior resistência dos betões poliméricos em relação aos betões convencionais, torna-se possível reduzir significativamente a secção das peças. Por outro lado, como o material no interior fica bem protegido do meio exterior são possíveis recobrimentos muito menores do que no betão armado tradicional. Isto coloca o betão polimérico numa base competitiva com o betão de cimento em certas aplicações especiais. A resistência química e as propriedades físicas são geralmente determinadas pela natureza do polímero de ligação em maior extensão, do que pelo tipo e quantidade de finos usados no agregado.

As propriedades da matriz polimérica são no entanto altamente dependentes do tempo e da temperatura à qual é exposta.

As propriedades viscoelásticas de um polímero de ligação são responsáveis pelos elevados valores da deformação por fluência [8], o que constitui um factor de restrição ao uso do betão polimérico em aplicações estruturais. A sua resposta à deformação é altamente variável, dependendo da sua formulação; o módulo de elasticidade ronda entre 20 a cerca de 50 GPa, e a sua deformação à rotura por tracção é geralmente de 1%. Uma larga variedade de monómeros e pré-polímeros são usados para produzir betões poliméricos, sendo os polímeros mais frequentemente usados baseados em quatro tipos de monómeros ou sistemas poliméricos: metilmetacrilato, polímero de estireno de poliéster, endurecedor pré-polimérico de epóxido (monómero de ligação cruzada) e álcool sulfúrico.

2.1.1 Agregados e sua ligação

A resistência e rigidez dos agregados depende da sua composição, textura e estrutura, e as propriedades dos agregados influenciam, entre outros, a resistência à compressão do betão.

A ligação entre o agregado e o sistema de resina é um importante factor na resistência do betão, particularmente na resistência à flexão [9]. A natureza desta ligação é, em parte, devida à dureza e a uma melhor ligação resultante do encadeamento mecânico. É também afectada por outras propriedades físicas e químicas dos agregados, designadamente, a composição mineralógica e química e a condição electrostática das partículas à superfície, as quais têm, também, uma influência significativa no comportamento da ligação.

A superfície do agregado deve ser limpa e livre de partículas de argila ou barro aderentes e os agregados devem ser secos antes de serem misturados com a resina. Este aspecto é muito importante, dada a potencial inibição da cura da resina em ambientes húmidos.

2.1.2. Aditivos

Os aditivos, tais como agentes livres no ar, agentes de molhagem, flexibilizantes, redutores de contracção, inibidores ultravioletas, agentes resistentes ao fogo e intensificadores da ligação são acrescentados ao polímero do betão polimérico para melhorar uma ou mais propriedades. Cada um destes aditivos é projectado e

seleccionado para se adaptar ao polímero particular que está a ser usado. Os agentes de molhagem são utilizados nos sistemas poliméricos para remover o ar retido durante a mistura e para diminuir o conteúdo de polímero. Os flexibilizantes são adicionados para reduzir o módulo de elasticidade e aumentar a tenacidade. Os redutores de contracção compensam a contracção ocorrida em consequência da polimerização. O betão polimérico é naturalmente resistente à degradação ultravioleta devido à capacidade dos agregados, como foi evidenciado por uma exposição ao ambiente externo, durante mais de 25 anos, de alguns painéis para a construção e estruturas utilitárias. Contudo, os inibidores ultravioletas são algumas vezes usados para proteger a superfície de acabamento polida final, e utilizam-se igualmente agentes resistentes ao fogo para diminuir a inflamabilidade à superfície dos sistemas com maiores conteúdos de polímero. Os agentes acentuadores de ligação (tais como silanos e titanatos) providenciam uma ligação química entre o agregado e o polímero, aumentando tipicamente as propriedades de resistência em cerca de 10% e diminuindo os efeitos de degradação da água para alguns sistemas [10].

2.2 Tipos de betões poliméricos

i) Betões poliméricos de epóxido

As resinas de epóxido usadas nos betões poliméricos são tipicamente sistemas com dois componentes, em que um dos componentes é a resina de epóxido e o segundo componente é o endurecedor ou agente de cura. A maior parte das resinas de epóxido (95%) são produtos de condensação de Bisfenol A e Epicloridrina (concretamente do Diglicididileter de Bisfenol A) que dá origem à resina linear base, com grupos hidróxido e epóxido que permitem a reticulação. Devido à sua estrutura, as resinas de epóxido formam ligações fortes (resistentes) com o betão de cimento Portland, aço e a maioria dos materiais de construção.

O que confere as propriedades às resinas de epóxido é a formação de uma estrutura tridimensional entrecruzada que se consegue mediante a reacção dos grupos de epóxido com os hidrogénios dos agentes endurecedores ou de cura.

Existe uma ampla gama de endurecedores, podendo ser classificados como agentes de cura a frio e agentes de cura a quente.

Os agentes de cura a frio reagem com as resinas a temperaturas ordinárias em atmosferas particularmente húmidas. Os endurecedores mais utilizados nesta área são as

poliamidas cuja reacção produz um efeito de poliadição com formação de pontes entre moléculas que dão lugar a estruturas muito estáveis.

Os agentes de cura quando aquecidos em conjunto são inactivos a temperaturas ordinárias, pelo que se decompõem em componentes activos. Os mais empregues são os anidridos orgânicos, as aminas primárias e aromáticas e os catalisadores (bases fortes como aminas terciárias e compostos fortemente aceitadores de protões).

Como regra geral pode dizer-se que dão lugar a produtos com altas temperaturas de distorção e boas propriedades físicas, eléctricas e químicas.

A gama de resinas pode ampliar-se ainda mediante a incorporação a estes produtos básicos (resina e endurecedor), de determinados aditivos que modificam algumas características do produto final endurecido. Estes modificadores podem ser: diluentes, flexibilizadores, cargas, agentes tixotrópicos, e inclusivamente, outras resinas.

As formulações de epóxido apresentam-se comercialmente na forma de dois componentes em cada um dos quais estão combinados os aditivos com resinas e endurecedores e que não reagem sem a presença de outra unidade.

Tendo em conta que a formulação de epóxido se produz com reacção química, as proporções resina/endurecedor devem respeitar-se estritamente em cada sistema, já que qualquer defeito ou excesso debilitará as propriedades do produto obtido.

Como já foi indicado, a reacção de endurecimento das resinas de epóxido é exotérmica, aumentando a velocidade de reacção ao aumentar a temperatura. Esta elevação da temperatura do sistema pode ser considerável e depende não só da reactividade da resina e do endurecedor, mas também da temperatura ambiente, quantidade de mistura e possibilidade de dissipação do calor produzido. Um controle da reacção pode realizar-se mediante a medida da temperatura alcançada pela mistura em função do tempo.

O calor associado à reacção provoca retracção ou contracção no produto final que vai desde 1% a 16% em volume, dependendo da formulação. Embora pareça estranho, a elevada contracção é muitas vezes aproveitada pelos produtores de betão polimérico para uma rápida desmoldagem.

Por enquanto, os sistemas de epóxido têm a vantagem de que o pico máximo de temperatura se produz quando o sistema ainda não tem endurecido, o que diminui o perigo do efeito das tensões residuais internas no composto e aumenta o grau de trabalhabilidade do material.

As propriedades básicas destes sistemas derivam da própria estrutura da molécula de resina epóxico de base. Estas propriedades e muitas outras estão além disso modificadas pela eleição do agente de cura, ou pela combinação de agentes de cura e adição de modificadores, dando lugar a uma ampla variedade de produtos para aplicações muito diversas.

Em suma, pode concluir-se que a química destas resinas é extensa e variada recomendando-se uma cuidadosa selecção no sentido de obter as qualidades do produto e de processamento desejadas [11].

Os valores dos tempos de cura da resina de epóxico e das resistências variam dramaticamente e tendem a ter uma lenta estabilidade, continuando a ganhar resistência durante semanas, o que não impede que a sua formulação seja de molde a permitir uma cura rápida, sendo a resina de epóxico resistente à maioria dos químicos e podendo a sua formulação ocorrer debaixo de numerosas condições de humidade e temperatura. Além disso, as resinas de epóxico têm uma lenta contracção durante a cura, boas propriedades de adesão, alta resistência à tracção e excelente resistência ao abrasão, tendendo a possuir uma alta viscosidade e aqui, a argamassa polimérica tem uma massa de igual consistência que resulta numa colagem final.

Os sistemas de dois componentes são normalmente misturados na relação (resina – endurecedor) de 1:1 ou 2 (resina) :1 (endurecedor), em volume e, a variação desta relação especificada pode significativamente diminuir as propriedades mecânicas e químicas. A carga pode ser feita em unidades completas, ou então usar medidas volumétricas ou de peso, sendo de 5% a tolerância aceitável da relação da mistura, embora variações de 2% sejam recomendadas.

Os betões poliméricos de epóxico são normalmente preparados pelos utilizadores mediante muitas formulações de resinas de epóxico que são viáveis ou praticáveis. A selecção do material para uma particular aplicação deve basear-se em informação específica dos produtos dos fabricantes e nos dados das performances de campo fornecidas pelos mesmos. As resinas de epóxico encontram-se disponíveis para serem usadas numa variedade de aplicações sob diversas condições de temperatura. A relação dos dois componentes nunca deve ser ajustada mediante a mudança do tempo de cura ou alteração do mesmo. As resinas de epóxico são consideradas alergénicas, pelo que é necessário um exercício de práticas manuais de segurança [12].

Koblischek and Peter [13] relata propriedades para um betão polimérico de epóxico, que é usado na fabricação de bases de máquinas – ferramentas. A resistência à

compressão foi de 100 MPa, e a resistência à flexão, em tracção, foi de 22 MPa. O mesmo autor [13] citou um módulo de elasticidade à compressão de 40 GPa e um módulo de elasticidade à tracção de 28 GPa, para o mesmo betão polimérico de epóxido.

ii) Betão polimérico de metacrilato

O metilmetacrilato e metacrilato de elevado peso molecular são os monómeros mais usados em betões poliméricos de metacrilato. O metilmetacrilato já é usado há muitos anos na indústria de betões poliméricos e providencia um nível satisfatório de características a longo prazo e/ou durabilidade. O metacrilato de elevado peso molecular traduz o desenvolvimento mais recente em termos de características a longo prazo, que ainda não foram demonstradas totalmente. Dada a sua baixa viscosidade, o metilmetacrilato tem excelentes propriedades de molhagem e excelente resistência na ligação, sendo um líquido altamente volátil, claro, fino e com cheiro agudo ou irritante. Tipicamente, o metilmetacrilato estipula tempos de trabalho de 30 a 60 minutos, pode curar muito rapidamente. A formulação dos seus monómeros pode contudo, ter uma cura ao longo de um amplo intervalo de temperaturas, e está bem indicado para ser utilizado em climas frios. Os betões poliméricos de metilmetacrilato têm, também, excelentes características de fluência (escoamento) e são altamente competitivos quando reforçados, ou em trabalhos de conformação com pequenas secções transversais, à volta de espaços ou recintos fechados. Uma vez que o metilmetacrilato é altamente volátil, deve ser colocado sob uma camada plástica, ou outro tipo de cobertura sobre a obra, no sentido de reduzir a perda de monómeros devido à evaporação antes da cura.

Os sistemas de metilmetacrilato podem ser formulados e/ou pré-embalados pelos utilizadores e, neste caso, devem ser adicionados um promotor e um iniciador ao monómero, a fim de iniciar a reacção de polimerização. Além disso, o monómero deve conter um inibidor (a hidroquinona), no sentido de estender ou aumentar a sua plataforma de vida. A reacção de polimerização é iniciada pela adição de um promotor (a dimetilamulina ou o dimetilparatoluidina), e um iniciador, tal como o peróxido de benzol, sendo de referir uma variedade de iniciadores e promotores que estão disponíveis para proporcionar uma gama de tempos de cura e de propriedades físicas: a quantidade e tipos de iniciador e promotor empregues devem permitir a transformação do tempo de colocação (estabilização) do betão polimérico. Contrariamente aos epóxidos, o metilmetacrilato tem um intervalo tolerável de variáveis na relação

(iniciador- promotor) para a resina, e costuma adicionar-se tipicamente à resina um agente de ligação cruzada, tal como o trimetilpropanotrimetacrilato[12].

O metilmetacrilato polimeriza facilmente, efeito que pode observar-se com amostras de monómero, armazenadas sem inibidor. Para prevenir uma polimerização prematura, a qual pode originar-se por excessiva temperatura ou contaminação, o monómero é fornecido comercialmente com um inibidor, que na maioria dos casos é a hidroquinôna ou o metil etil de hidroquinôna, como se disse atrás.

Koblischek and Peter [13] referem propriedades para um betão polimérico particular de metilmetacrilato, que é utilizado na fabricação de bases de máquinas ferramentas. As propriedades enunciadas incluem uma resistência à compressão de 120 MPa, uma resistência à flexão (em tracção) de 29 MPa, uma resistência à tracção de 11,5 MPa e um coeficiente de Poisson de 0,35. Koblischek [14] também mediu os módulos de elasticidade que rondam os 24 GPa em tracção e 31 a 40 GPa em flexão.

iii) Betão Polimérico de Poliester insaturado

A maioria dos produtos de betão polimérico pré-moldado, produzidos comercialmente e fabricados nos Estados Unidos da América e na Europa são feitos com estas resinas, as quais são típica e previamente desenvolvidas e fornecidas com sais de cobalto. Após a mistura do sistema agregado com um iniciador e adição do promotor surge a reacção de ligação cruzada, entre estireno e poliester. Há iniciadores típicos, tal como o metiletilacetona-peróxido ou peróxido de acetona. O resultado do polímero termoendurecível traduz-se numa grande e durável ligação, e os produtos geralmente propostos são à base de poliesteres orto-ftálicos. Nos casos em que se pretende uma melhor resistência mecânica ou química devem escolher-se poliesteres iso-ftálicos.

Os poliesteres insaturados são muito usados como matrizes em sistemas de argamassas ou betões poliméricos, devido à sua boa resistência mecânica e química, facilidade de manuseamento e custo moderado. As resinas de poliester insaturado são as mais baratas de entre as resinas termoendurecíveis curadas à temperatura ambiente.

As resinas de poliester têm por si mesmas a capacidade de reacção e reticulação, se bem que esta capacidade esteja inibida à temperatura ambiente, sendo necessária a ocorrência de um sistema catalítico (iniciador mais acelerador) que, em pequena quantidade desinibe o processo reactivo, produzindo-se, desta maneira, a reticulação que endurece o material e como se mostra nas figuras 2.1 e 2.2.

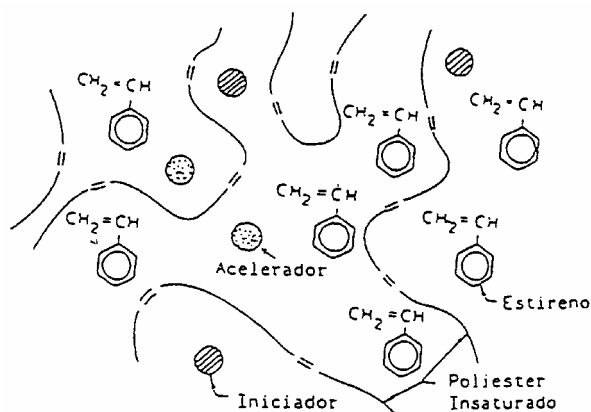


Figura 2.1 – Resina poliéster antes da reticulação

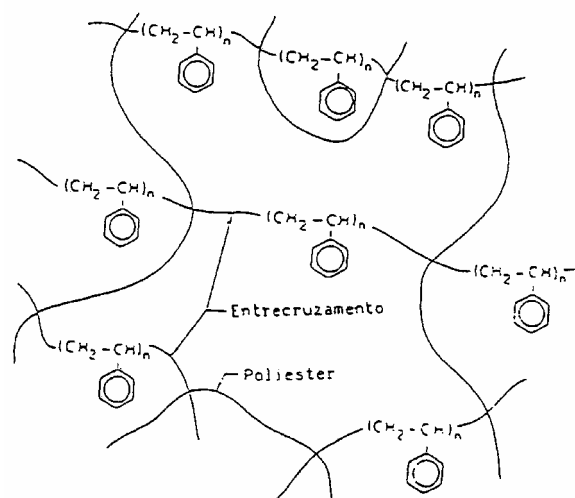


Figura 2.2 – Resina poliéster após a reticulação

A sua aplicação no campo da construção e da Engenharia centra-se, fundamentalmente, na construção de elementos pré-fabricados e recobrimentos superficiais. A sua aplicação como material estrutural em peças de grande volume, como por exemplo bases de máquinas ferramentas encontra-se limitada devido, principalmente, à sua elevada contracção na cura, a qual impede a obtenção da requerida precisão dimensional.

Assim, até ao momento existem linhas de investigação com este material, como pode ver-se nos cinco Congressos Internacionais sobre “Polymers in Concrete”, celebrados até esta data [11].

iv) Betões Poliméricos de Furano

Os betões poliméricos à base de furano têm sido extensivamente usados na antiga União Soviética e na África do Sul. O monómero de furano é fabricado de produtos

granulares e, além disso, o seu custo não está relacionado com o preço do petróleo. Os tempos de reação são controlados pela escolha do ácido e através da adição de amortecedores para o ácido, e os polímeros de furano curados são escuros, o que constitui uma limitação da cor no acabamento final dos betões poliméricos. Enquanto a cura não estiver completa, o ácido catalisador pode ser muito corrosivo, sobretudo em ferramentas metálicas e estruturas conformadas, o que limita no futuro as aplicações de furano, em betão polimérico.

v) Betões Poliméricos Leves ou de Baixo Peso

Aninabhau et al [15] mostraram que os betões poliméricos leves, geralmente contraem e fluem mais do que os betões de cimento Portland. Os betões poliméricos leves têm um coeficiente de condutibilidade térmica inferior ao do betão de cimento Portland, e além disso, quando expostos ao fogo, a temperatura pode aumentar a um ritmo mais baixo, do que nos betões de cimento Portland. Assim, a resistência e os ganhos internos de calor, de componentes estruturais de baixo peso em betão polimérico é aproximadamente 1/3 maior do que os dos componentes feitos em betão de cimento Portland. Todavia, após exposição prolongada ao fogo, os betões poliméricos leves podem começar a perder a sua resistência, porque a temperatura interna dos elementos estruturais aproxima-se da temperatura de transição vítrea.

Os betões poliméricos permitem uma melhoria substancial da resistência ao ataque químico, incluindo hidrocarbonetos ácidos, soluções sulfatadas e alcalinas, as quais estão presentes em ambientes industriais. Os betões poliméricos de poliéster são mais resistentes ao ácido, do que os betões poliméricos de epóxido, sendo menos resistentes a soluções alcalinas em relação aos mesmos [16]. Na tabela 2.2 mostram-se exemplos de formulações de betões poliméricos [17,18].

2.2.1 Resumo de propriedades e formulações típicas

Formulação do Betão Polimérico	Componentes	Composição	Percentagem em peso
<i>Betão Polimérico de Metilmetacrilato – Trimetilpropanometacrilato</i>	Agregado Monómero	¾ in, em pó de areia Metilmetacrilato – 90%	92 8
	Iniciador	Trimetilpropanometacrilato-5% Metilpropanometacrilato – 5%	
	Promotor	Peróxido de Benzoílo – 70% (Percentagem de monómero) Dimetilamilina (Percentagem de monómero)	3 1
<i>Betão Polimérico de Vinilester</i>	Agregado Resina	¾ in, em pó de areia Vínilester – 90%	93 7
	Iniciador	Estireno-10%	
	Promotor Aditivos	Metiletilacetona-peróxido – 70% Naftanato de Cobalto Silano (Percentagem de resina)	1.5 0.75 0.5
<i>Betão Polimérico de Estireno de Poliester</i>	Agregado Resina	½ in, em pó de areia Poliester – 55%	88 12
	Iniciador	Estireno – 45%	
	Promotor Aditivos	Metiletilacetona-peróxido – 70% Naftanato de Cobalto Silano (Percentagem de resina)	1.5 0.75 0.5
<i>Betão Polimérico de Epóxido</i>	Agregados Resina	¼ in, em pó de areia Resina – 50%	80 20
		Endurecedor – 50%	

Tabela 2.2 – Exemplos de formulação de betões poliméricos [17,18].

2.2.2 Reforços para betão polimérico

2.2.2.1 Fibras

Os materiais mais importantes usados como reforços em são os seguintes:

- Fibras de vidro, carbono, boro, aramídica (Kevlar ®), asbestos, sisal, fibras metálicas, inclusivamente fibras de aço.

A tabela 2.3 apresenta, de forma simplificada, algumas propriedades dos diferentes materiais de reforço [19].

As fibras de vidro podem ser produzidas com diversos tipos de vidro, cujas composições são apresentadas na tabela 2.4. O vidro mais largamente utilizado é o vidro do tipo “E”, que é um vidro de borosilicato com baixa percentagem de compostos alcalinos, produzindo boas propriedades eléctricas e mecânicas bem como boa resistência química.

O vidro do tipo “A”, que em dada altura era extremamente usado, já não existe em produção comercial.

Os outros tipos de vidros existem também transformados em fibras, mas em pequenas quantidades. O vidro tipo “C” é um tipo com especial resistência química. Para certas aplicações (como, por exemplo, aeroespaciais) são usados vidros de alta resistência à tracção tipo “R” e “S”. Os vidros de elevado módulo de elasticidade (YM3/A) foram desenvolvidos, mas estão gradualmente a desaparecer devido a problemas de toxicidade associados com o óxido de berílio.

Embora existam diversos métodos de produção de fibras de vidro, a técnica mais comum é o estiramento do vidro fundido em filamentos finos e contínuos. O vidro fundido passa numa fieira feita em liga de platina através de orifícios de dimensões muito precisas. Uma alimentação constante de vidro é mantida sobre uma temperatura rigorosamente controlada, de modo que os filamentos, ao serem enrolados num mandril a alta velocidade (3000 a 4000 m/min) produzem fios com o diâmetro pretendido e dentro de tolerâncias muito apertadas.

Fibra	Densidade	Tensão de rotura (GPa)	Módulo de tracção (GPa)	Resistência à tracção específica (GPa)	Módulo específico (GPa)
Vidro A	2.45	3.1	72	1.26	29
Vidro E	2.56	3.6	76	1.40	29
Vidro R	2.58	4.4	85	1.70	33
Vidro S	2.49	4.5	86	1.80	34
Fibra de Carbono – tipo I	1.87	2.1	330	1.12	176
Fibra de Carbono – tipo II	1.76	2.6	235	1.48	133
Fibra de Carbono – tipo III	1.82	2.3	200	1.26	110
Kevlar 29	1.44	2.76	58	1.92	40
Kevlar 49	1.45	2.94	130	2.03	90
Asbestos	2.5	0.7 + 1.4	135 - 170	0.28+0.56	54 + 68
Algodão	1.6	0.3 + 0.7	--	0.19+0.44	--
Sisal	1.3	0.8	--	0.61	--
Alumínio	2.8	0.5	75	0.18	27
Aço	7.8	1.0	200	0.13	26
Titânio DTS 5173	4.5	0.96	110	0.21	25
Boro	2.62	3.4	344	1.30	130
Berílio	1.82	1.03	310	0.57	170

Tabela 2.3 – Propriedades típicas de fibra de reforço e de alguns materiais com os quais é usual competir [19].

	COMPOSIÇÃO				
	A	C	E	R	S
SiO ₂	72.0	64.6	52.4	60.0	64.4
AbO ₃ , Fe ₂ O ₃	1.5	4.1	14.4	25.0	25.0
CaO	10.0	13.4	17.2	9.0	--
MgO	2.5	3.3	4.6	6.0	10.3
Na ₂ O, K ₂ O	14.2	9.6	0.8	--	0.3
B ₂ O ₃	--	4.7	10.6	--	--
BaO	--	0.9	--	--	--
Peso específico (10 ⁴ N/m)	2.45	2.45	2.56	2.58	2.49
Índice de refração	1.512	1.52	1.548	--	1.523
Tensão rotura (Fibra única) (GPa)	3.1	--	3.6	4.4	4.5
Módulo à tracção (GPa)	72.0	--	76	85	86
Ponto de amolecimento (°C)	700.0	690	850	990	--

Tabela 2.4 – Composição e propriedades dos diversos tipos de vidros [19]

A figura 2.3 compara diagramas típicos tensão versus deformação para fibras de carbono, aramida e fibras de vidro.

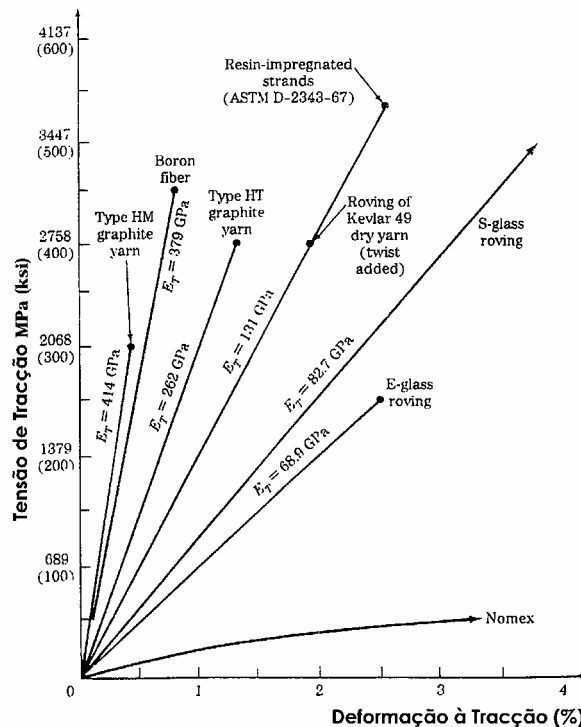


Figura 2.3 – Comportamento tensão vs. deformação para vários tipos de fibras de reforço

Todas as fibras de vidro têm um acabamento superficial à saída da fieira. Há dois tipos de acabamento superficial: o plástico e o têxtil; o primeiro é aplicado a todos os fios para a produção de “roving”, “manta”, fibras cortadas, fibras moídas e alguns “yarns” e o segundo tipo é aplicado ao material para produção do “Glass Yarn”.

Como se pode ver através da figura 2.3, a resistência da fibra varia de cerca de 250 a 280 Ksi (1720 a 3440 MPa), enquanto que a deformação à fractura oscila entre 0.4 a 4%. O módulo de elasticidade à tracção destas fibras varia de 68.9 a 413 GPa. As fibras de carbono providenciam a melhor combinação de alta resistência, alto módulo e baixa densidade, mas têm os mais baixos alongamentos. A fibra aramid Kevlar 49 combina a alta resistência, o alto módulo (mas não tão alto como o das fibras de carbono) com a baixa densidade e elevado alongamento (resistência ao impacto).

As fibras de vidro têm as mais baixas resistências e módulos e as mais altas densidades. Entre as fibras de vidro, as fibras do tipo “S” possuem mais altas resistências e alongamentos do que as fibras de vidro do tipo “E” (ver tabelas 2.3 e 2.4). No entanto, as fibras de vidro são as mais usadas devido ao seu baixo custo [20].

2.2.2.2 Desenvolvimentos recentes de materiais de reforço

São muitos os reforços disponíveis para os betões poliméricos: barras e varões feitos de aço ou fibra de vidro; estruturas feitas de arame de aço, fibra de vidro ou polímeros e fibras feitas de aço, vidro, carbono ou polímeros. Materiais dúcteis tais como o aço de elevada resistência à tracção e densidade são geralmente preferidos por proporcionarem o comportamento dúctil e a alta resistência à flexão para o componente. De salientar que há aços fabricados actualmente em que não se coloca o problema da corrosão dado que estes são submetidos a um tratamento termomecânico com elevadas taxas de arrefecimento. Telas de fibra de vidro ou mantas são frequentemente usadas no reforço feito comodamente da sua colocação em moldes, para além da sua durabilidade, resistência e resistência química [21].

A adição de vários tipos de fibras pode resultar no aumento da resistência ao fendilhamento por solicitação de tracção, e de ductilidade do betão polimérico. Um aumento da resistência à fendilhação por tracção de 9% para fibras de vidro, de comprimento 25 mm (1") de (Ar – alkali resistente) – (2% em peso) e de 10% a 50% para várias fibras de aço (2% a 7% em peso), foram objecto de estudo e relatório [22].

2.2.3 Higiene e segurança na fabricação de betões poliméricos

A produção corrente e detalhada de informação pertinente para betão polimérico é obtida no “Guia para o uso de polímeros no betão” [23].

As fontes de contaminação para peróxidos orgânicos devem ser tomadas com cuidado para prevenir ou evitar a sua exposição, e se algumas partes tiverem que ser substituídas deve instalar-se equipamento de manuseamento do peróxido, usando os mesmos materiais de construção que foram originalmente especificados pelos fabricantes; por conseguinte, os peróxidos orgânicos devem ser sempre armazenados nos seus contentores ou recipientes originais. Se houver necessidade de transferir peróxidos nos equipamentos de processamento ou de laboração sugere-se que sejam utilizados recipientes de polietileno limpo, polipropileno, teflon ou aço inoxidável, bem como dispositivos de ventilação (chaminés de ventilação).

O peróxido de benzoílo puro (98% ou mais de pureza), granular, seco não deve ser usado, uma vez que pode reagir explosivamente quando sujeito a choques ou exposto ao calor. As formas diluídas de peróxido de benzoílo estão disponíveis na forma de dispersões e/ou suspensões com várias concentrações, embora sejam necessárias recomendações de segurança para o seu manuseamento e utilização. Fowler, Paul and Meyer [24] publicaram informação adicional sobre sistemas iniciadores e o seu uso em aplicações de betões de metilmetacrilato.

Alguns solventes, tal como a acetona, podem reagir com peróxidos para formar de si próprios, peróxidos não estáveis, os quais são susceptíveis de causar, mesmo em pequenas quantidades, a decomposição explosiva de peróxidos comerciais.

Quando se deseja uma polimerização à temperatura ambiente usam-se, geralmente, promotores (também chamados activadores ou aceleradores) nas formulações dos betões poliméricos. Um promotor é um composto químico que aumenta grandemente a taxa de decomposição dos iniciadores, e o sistema iniciador-promotor pode ser projectado no sentido de causar a polimerização durante um amplo intervalo de tempo e temperaturas, sendo a maioria dos promotores comumente usados de dimetilparatoiluidino, dimetilamilina, octoato de cobalto, ou naftanato de cobalto. Os promotores e iniciadores nunca devem entrar em contacto directo um com o outro, porque isso pode potenciar uma reacção explosiva de alguns sistemas promotor – iniciador. Recomenda-se que a resina ou o monómero sejam divididos em duas cargas ou porções, adicionando o iniciador metade da resina e o promotor à outra metade, para

reduzir a reacção de explosão. A mistura dos iniciadores com uma porção dos não promotores, do monómero ou resina deve ser feita horas antes da combinação dos dois componentes com os agregados, para formar o betão polimérico. Alguns sistemas de resina são preparados com os promotores pré-misturados dentro da resina pelos fabricantes, deliberadamente antes, ou misturados na resina armazenada pelo utilizador, adicionando-se o iniciador no momento do seu uso. Este procedimento elimina o perigo da combinação directa do promotor e do iniciador, salientando-se que alguns dos promotores normalmente utilizados são extremamente aleatórios ou incertos. Dietilamilina e Dimetilamilina são particularmente tóxicos, e muitos dos pequenos salpicos devem ser imediatamente expulsos ou apagados e a manta ou invólucro contínuo deve ser rapidamente removida.

2.3 Propriedades mecânicas

2.3.1. Resistência à compressão

Os betões poliméricos possuem propriedades diferentes quando submetidos a solicitações de tracção e compressão axiais e debaixo de condições normais de aplicação de cargas estáticas a curto prazo e a relação entre as resistências à compressão e à tracção varia de 6 a 10. Com o aumento da duração da carga, o limite da tensão de tracção diminui, dada a natureza viscoelástica do ligante e os efeitos da fluência. Os efeitos da duração da carga sobre a resistência à compressão são menos pronunciados [25]. A figura 2.4 mostra uma curva típica tensão versus deformação para betões poliméricos de poliéster insaturados, UP, e betões poliméricos de metilmetacrilato, MMA, em compressão [26]. A curva chamada (UP – FLEX) diz respeito a um betão polimérico de poliéster insaturado isoftálico e a curva chamada (MMA – FLEX) é para um betão polimérico de metilmetacrilato [27]. Tem sido demonstrado que os betões poliméricos têm valores da resistência à compressão de 60 a 180 MPa, dependendo do tipo de ligante polimérico a ser usado e do tipo, graduação e tamanho do agregado. A maioria dos betões poliméricos comerciais têm resistências à compressão de 80 a 100 MPa.

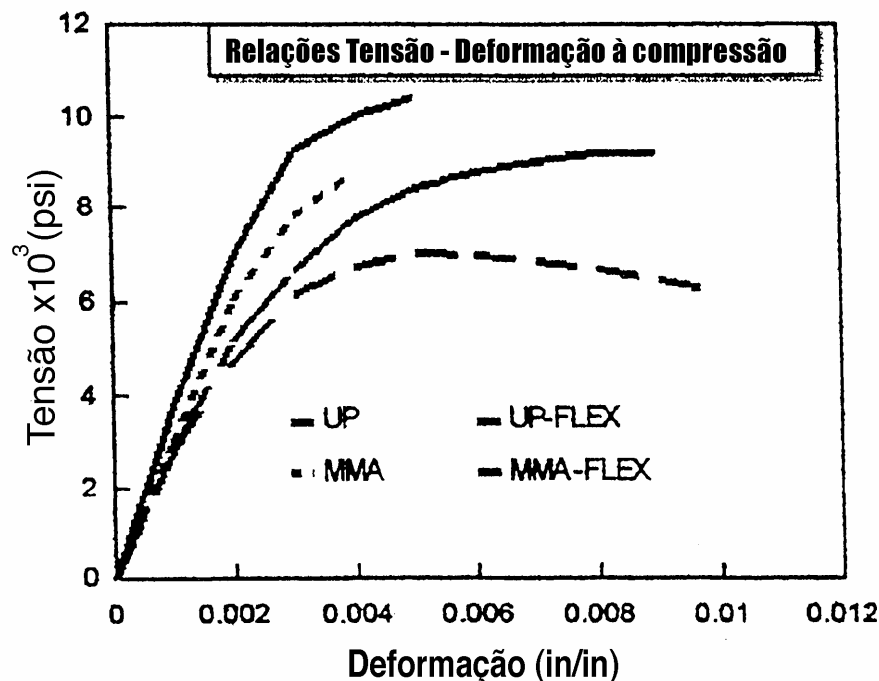


Figura 2.4 – Relação tensão – deformação à compressão de diversos betões poliméricos

2.3.2. Resistência à flexão

As resistências à flexão são influenciadas consideravelmente pela escolha dos polímeros e, geralmente, polímeros de alta ligação cruzada produzem uma maior resistência à flexão, tendendo a ter, também, um modo de fractura mais frágil e um maior valor do módulo de elasticidade. Em betões poliméricos não reforçados a resistência à flexão oscila entre 14 e 28 MPa e membros à flexão não reforçados podem não ser usados em elementos estruturais primários, denotando potencialmente a natureza frágil da fractura. A resistência à flexão final e/ou de rotura para secções não reforçadas deve basear-se em ensaios de flexão da formulação a ser usada, podendo a partir daqui determinar-se o módulo à rotura.

As propriedades de flexão estáticas dos betões poliméricos podem ser determinadas, empregando o mesmo método de ensaio utilizado para betões de cimento Portland (ASTM C 293 ou C 78). O método específico para não metais e materiais resistentes à corrosão (ASTM C580) tem, também, sido usado e é mais apropriado para, designadamente argamassas (“mortars”) e argamassas finas (“grouts”).

Os betões poliméricos feitos com polímeros flexíveis exibem um comportamento mais dúctil, do que os que são feitos com polímeros rígidos. A flexibilidade pode atingir

valores relativamente elevados para betões flexíveis e a absorção de energia para vigas em betão polimérico é maior do que no caso de vigas em betão de cimento Portland. O nível efectivo de dureza para vigas em betão polimérico é mais baixo do que com vigas controladas em betão cimento. A distribuição da deformação ao longo da espessura, na zona de compressão de vigas à flexão é linear. Hsu [28] mostrou que, um valor conservativo de 0.008 in/in ou (m/m) pode ser assumido como o máximo valor de deformação na extremidade das fibras (geometricamente falando) à compressão.

2.3.3. Resistência à tracção

O ensaio de tracção directa em betão polimérico é raro, uma vez que este não é comumente usado em aplicações de tracção directa. Preparar e montar uma amostra num sistema fixo de ensaio de tracção, sem introduzir o efeito de concentração de tensões é difícil. Porém, podia ser utilizada uma amostra com garras, mas deve ter-se um cuidado especial no sentido de eliminar os efeitos finais das maxilas de fixação para ensaio. As resistências à tracção são normalmente medidas, empregando o método de ensaio de resistência à tracção de 10,3 a 17,2 MPa.

2.3.4. Módulo de elasticidade

A resposta à deformação do betão polimérico depende do módulo de elasticidade e do máximo alongamento do polímero ligante com um módulo de elasticidade acima de 35 GPa em polímeros rígidos. Os betões poliméricos exibem, também, excelentes propriedades de ductilidade e/ou tenacidade, as quais estão relacionadas com a resistência ao impacto do material e sua capacidade de absorção de energia antes da fractura, que é dada pela área abaixo da curva tensão versus deformação. Existe uma larga variação nos valores do módulo de elasticidade quanto à produção de betão polimérico e o seu valor depende do módulo de elasticidade da resina usada como ligante e da percentagem desta. Como o conteúdo de ligante diminui (aproximadamente 5% em volume), o módulo é cada vez mais influenciado pelo agregado e reforço. O módulo de elasticidade varia de 4 GPa para um sistema de resina flexível, até acima de 40 GPa, para uma matriz rígida (deformações à rotura por tracção de 15%, para menos de 1% respectivamente.). O módulo de elasticidade varia com a temperatura e com o tipo de solicitação: tracção pura, compressão pura e flexão pura [29, 30].

2.3.5. Coeficiente de Poisson

Realizaram-se, ainda, poucas medidas do valor do coeficiente de Poisson para betão polimérico, ao longo do tempo. Um valor de 0.35 foi obtido para um betão polimérico de metilmetacrilato, usado em máquinas ferramentas [29].

2.3.6. Resistência ao corte

A maioria das fracturas por corte, de estruturas em betão polimérico são actualmente fracturas diagonais em tracção, ou talvez fracturas diagonais em compressão, tal como se passa nos betões de cimento Portland. O betão polimérico, à semelhança do betão de cimento Portland é mais fraco em tracção, do que em compressão, e as fracturas por tracção orientam-se em regiões de corte puro. Os valores actuais da resistência ao corte oscilam entre 2 a 26 MPa e situam-se entre os valores de resistência à tracção e à compressão dos betões poliméricos ensaiados até à data [14].

2.3.7. Resistência à fadiga

Ensaio realizados por Fowler [21] mostraram que a tensão aplicada é o factor mais importante que influencia a vida à fadiga de vigas em betão polimérico. Quando a tensão aplicada aumenta, a vida à fadiga diminui e o intervalo entre as tensões máxima e mínima (amplitude de tensão) tem, também, um efeito significativo. Hsu et al [31] observaram uma maior resistência à flexão e rigidez, em ensaios estáticos feitos em vigas que não possuem fendas de fadiga, embora as vigas em betão polimérico tenham, ultimamente, revelado uma vida à fadiga superior à verificada em vigas de betão de cimento Portland.

Hsu et al [30] ensaiaram cerca de setenta vigas prismáticas de dimensões (150 mm x 150 mm x 900 mm), no sentido de avaliar a resistência à fadiga em flexão, de vigas em betão polimérico submetidas a diferentes níveis de tensão (**S**) e intervalos de tensão (**R**), no sentido de estudar o comportamento à flexão durante o período de ensaio.

As vigas foram moldadas e têm um agregado seco com pesos iguais de gravilha siliciosa e areia que foram misturados e colocados em moldes de aço em três fiadas

(cada fiada de agregado foi saturada com monómeros previamente medidos e agitados), tendo-se usado um vibrador para consolidar o betão polimérico.

O sistema monomérico foi de : 95% metilmetacrilato; 5% de tetratilenoglicoldiacrilato com 1,25% de peróxido de benzol e 62,5% de dimetilparatuloidina, e no dia seguinte os provetes foram desmoldados.

Procedeu-se à realização de ensaios de resistência à flexão estática em três pontos, em dezassete das vigas com uma carga de rotura, f_{rot} , ou carga máxima, mediante a qual os níveis de tensão, S , foram estabelecidos, tendo em vista a realização de ensaios de resistência à fadiga de vigas que foram classificadas de acordo com o nível de tensão aplicado ($S = f_{apli} / f_{rot}$), sendo f_{apli} , o valor da carga aplicada. Trata-se de vigas simplesmente apoiadas com um vão de 750 mm e simetricamente carregadas em três pontos.

Usaram-se níveis de tensão de 0,9; 0,8; 0,7; 0,65; 0,5 e 0,35 e procedeu-se ao carregamento cíclico das vigas entre a carga mínima e máxima aplicadas a uma taxa constante de 5 ciclos/s, para dois milhões de ciclos de vida à rotura por fadiga.

Não foram detectadas fendas nas vigas antes da fractura e todas elas atingiram o colapso após rotura de uma simples fenda através do agregado grosseiro, de forma súbita e de modo frágil, em flexão.

Na figura 2.5 mostram-se a curva, nível de tensão – Logarítmo do número de ciclos, ($S - \text{Log } N$), sendo N o número de ciclos até à rotura por fadiga, e observa-se que, quanto maior for o nível de tensão mais curta é a vida à fadiga. A linha interrompida, paralela à linha contínua traduz a previsão da resistência à fadiga com 10% de probabilidade de rotura, ou seja com 90% de nível de confiança. Os resultados mostraram na generalidade uma boa correlação entre a solução prevista e os dados experimentais de ensaio.

Na figura 2.6 ilustra-se a comparação entre a resistência à fadiga de vigas em betão polimérico e em betão de cimento Portland à escala dos níveis de tensão.

A figura 2.7 faz a mesma comparação entre dois tipos de betões, mas apresentada em termos de tensão aplicada versus número de ciclos para a fractura por fadiga.

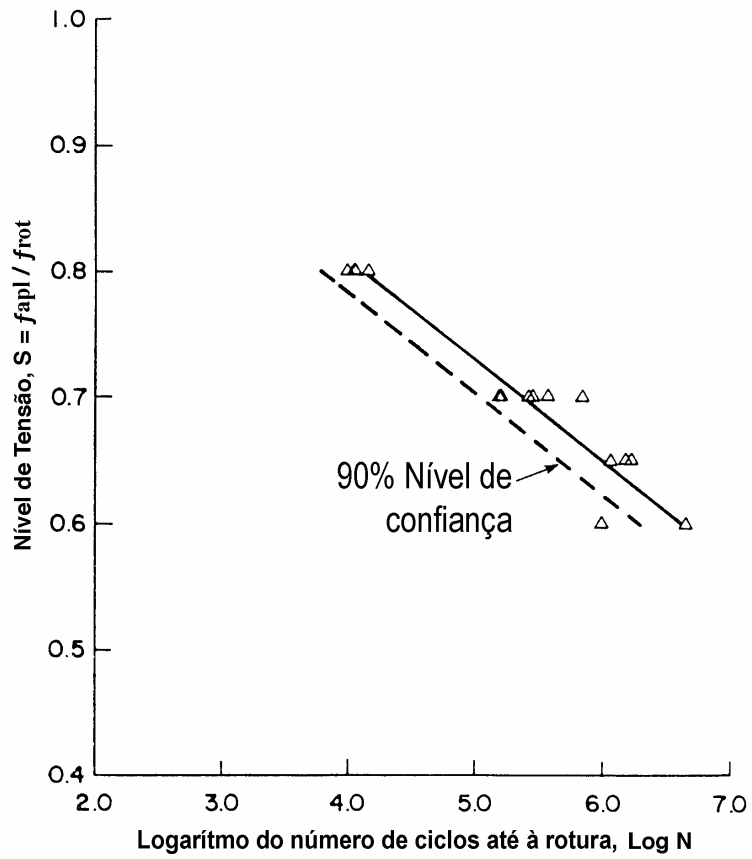


Figura 2.5 – Curva nível de tensão S – duração à fadiga (Log N)

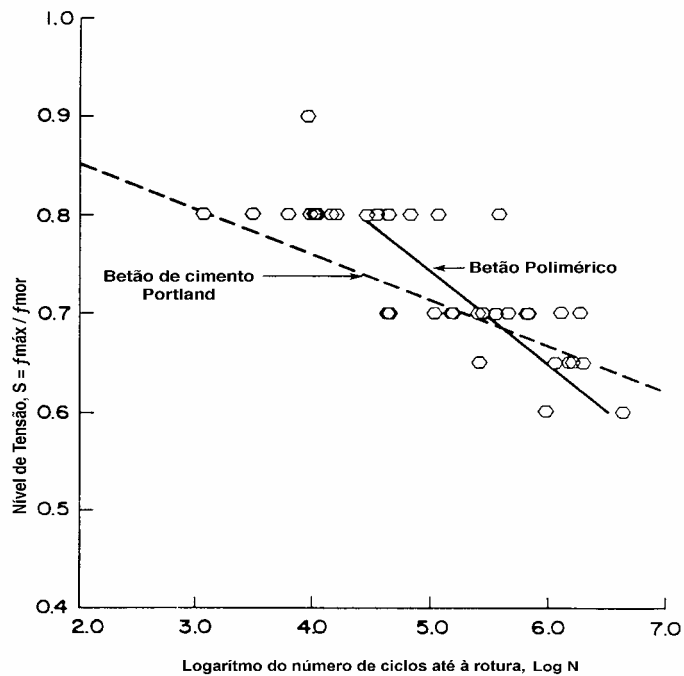


Figura 2.6 – Comparação da resistência à fadiga à escala dos níveis de tensão

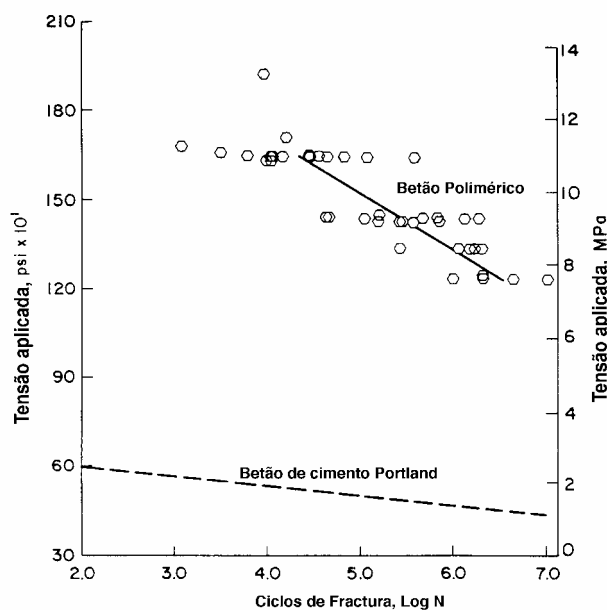


Figura 2.7 – Comparação da resistência à fadiga à escala das tensões aplicadas

Posto isto, é possível tirar as seguintes ilações:

- A tensão aplicada é o factor mais importante que influencia a vida à fadiga de vigas em betão polimérico e quando a tensão aplicada aumenta a vida à fadiga decresce;
- As vigas em betão polimérico têm melhores características de resistência à fadiga quando comparadas com as vigas feitas em betão de cimento Portland.

McBarkia e Ahmed [32] efectuaram ensaios de flexão em quatro pontos, para diferentes níveis de tensão (entre 50% e 80% do valor da carga de rotura ou carga máxim) em vigas feitas de betão polimérico à base de estireno (35% em peso) e de poliéster insaturado (65% em peso), areia, promotor e iniciador, aditivos e tratamento com agente acoplante de silano. Os ensaios foram realizados numa máquina Instron com controlo de carga, onda sinusoidal simples, com uma frequência de 1 ciclo/s para os maiores níveis de tensão e de 5 ciclos/s para níveis baixos de tensão. As amostras foram curadas à temperatura ambiente durante 1 dia e depois a 75°C durante outro dia. Foram construídas as curvas (**S – N**), tensão - número de ciclos, e concluiu-se que:

- A deformação à fractura por fadiga em vigas com e sem reforço em fibras de vidro é independente do nível de tensão aplicado e tem um valor médio de 0.16%;
- A deformação aumenta rapidamente com o número de ciclos (10% da vida à fadiga e até 90%) e um aumento uniforme acima dos 90%;
- O reforço melhora a resistência à fadiga em flexão, sendo esta estimada em 60% a 2 milhões de ciclos.

Tavares et al [33] desenvolveram um trabalho de investigação experimental [32], sobre o comportamento estático e à fadiga, de betão polimérico reforçado com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro.

Elaboraram-se vigas em betão polimérico de epóxico, cuja formulação óptima se fez com base na análise de Taguchi [34,35] e de dimensões (50 x 30 x 600 mm³), sendo aquelas, depois de desmoldadas, curadas à temperatura ambiente e posteriormente submetidas a um tratamento de pós cura. Prepararam-se vigas sem reforço e reforçadas com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro com 4 e 6mm de diâmetro. Na figura 2.8 mostra-se o aspecto final de uma viga de betão polimérico reforçada com um varão na zona de tracção.

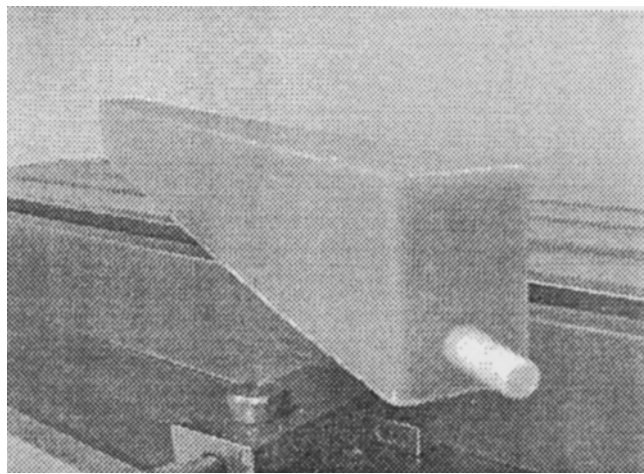


Figura 2.8 – Aspecto final duma viga de betão polimérico reforçada com varão de pultrusão (Plástico reforçado com fibra de vidro)

Após o tratamento de pós cura, as vigas foram sujeitas a ensaios de flexão em três pontos com um vão de 540 mm, utilizando a máquina Instron com controle de deslocamento para duas velocidades de carregamento – 1mm/min e 10mm/min e com o intuito de estudar o efeito da velocidade de carga na resistência à flexão e no módulo de elasticidade [33]. Na figura 2.9 mostra-se o Set-up experimental da máquina de ensaio Instron destinada à realização de ensaios de fadiga à flexão, onde também tiveram lugar os ensaios estáticos.

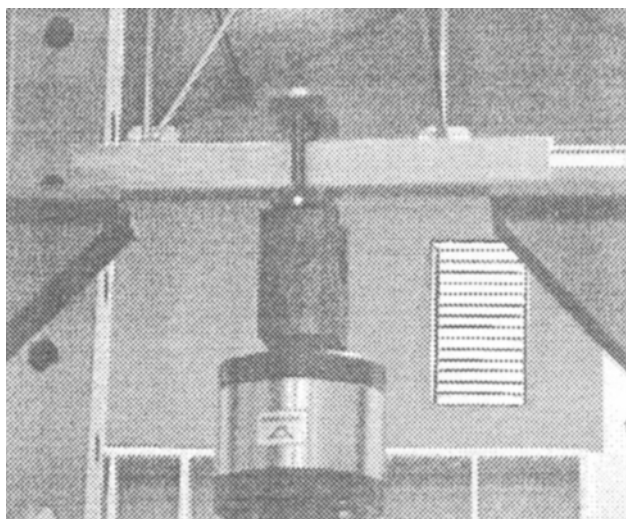


Figura 2.9 – Set-up experimental da máquina INSTRON para ensaios de fadiga à flexão

A mesma máquina mas agora com controle de carga serviu para ensaiar todos os provetes (reforçados e não reforçados) mediante a aplicação de cargas cíclicas, tendo a carga controlada uma variação sinusoidal simples com 3,5 Hz de frequência e 0,5 KN de amplitude. O nível de tensão S foi definido como $P_{\text{apli}} / P_{\text{máx}}$, onde, P_{apli} , é o valor da carga aplicada e, $P_{\text{máx}}$, é o valor da carga máxima ou carga de rotura, e ensaiaram-se três vigas de cada tipo para cada nível de tensão, sendo estes níveis de 60%, 70% e 80% do valor da carga de rotura. Assim, o número de ciclos até à fractura foi registado no painel de controle instalado na máquina de ensaio (ver figura 2.10) até ao máximo de um milhão de ciclos.



Figura 2.10 – Painel de controle da máquina INSTRON para ensaios de fadiga

Algumas ilações foram extraídas, quer relativamente aos ensaios estáticos, quer quanto aos ensaios de fadiga.

No primeiro caso concluiu-se o seguinte:

- A carga máxima suportada pelas vigas sem reforço e reforçadas com varões de 4mm de diâmetro é similar e igual a 3KN [34];
- O deslocamento até à rotura de vigas reforçadas é 5 vezes maior do que o deslocamento até à rotura de vigas não reforçadas;
- As vigas reforçadas com varões de 6mm de diâmetro têm uma carga última 30% maior do que a verificada em vigas não reforçadas e em vigas reforçadas com varões de 4mm de diâmetro;
- Em grande parte, a propagação da fenda é atribuída aos ensaios estáticos, mas a introdução de varões de 4mm de diâmetro aumenta a ductilidade. Usando varões de 6mm de diâmetro melhora o comportamento à fractura das vigas porque dá lugar a uma propagação lenta das fendas que crescem com as condições do modo de mistura.

As figuras 2.11 e 2.12 ilustram a propagação da fenda para vigas reforçadas com varões de 4 e 6mm, respectivamente [33].

Quanto ao segundo caso (fadiga) concluiu-se o seguinte:

- A presença de varões de 4mm de diâmetro aumenta o número de ciclos até à rotura para os níveis de carga de 70 e 80% do valor da carga máxima – as vigas reforçadas podem resistir a 1 milhão de ciclos sem atingir rotura (ver figura 2.13) [33];
- As vigas com varão de 6mm de diâmetro, para o nível de tensão de 80% e 1 milhão de ciclos, não quebraram exactamente na situação de colapso (ver figura 2.13) [33].

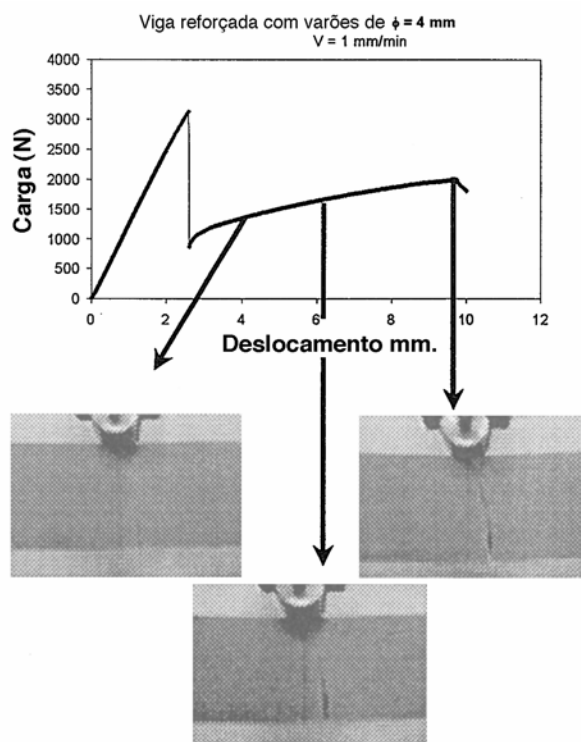


Figura 2.11 – Propagação da fenda para uma viga reforçada com varões de plástico reforçado com fibra de vidro de 4 mm de diâmetro

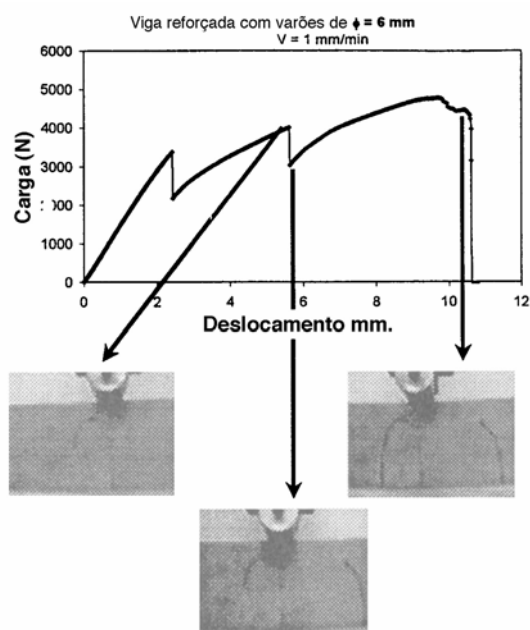


Figura 2.12 – Propagação da fenda para uma viga reforçada com varões de plástico reforçado com fibra de vidro de 6 mm de diâmetro

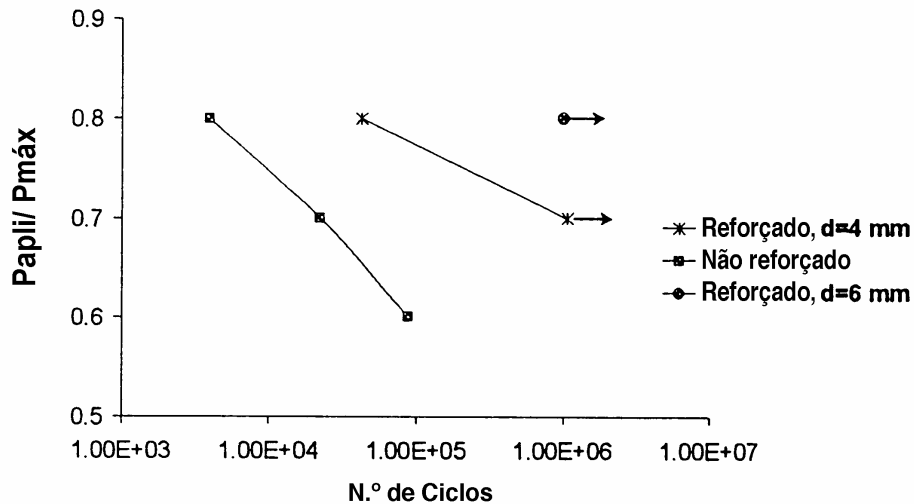


Figura 2.13 – Resultados dos ensaios de fadiga

2.3.8. Fluência

O betão polimérico exige geralmente o comportamento à fluência do polímero ligante, porque como é sabido, as propriedades da matriz polimérica são altamente dependentes do tempo e da temperatura à qual é exposta e as propriedades viscoelásticas de um polímero, sobretudo quando solicitado, estão na origem de elevados valores da deformação por fluência, a qual depende muito do tipo de polímero utilizado.

Há dois tipos de polímeros que se distinguem do ponto de vista da mecânica das deformações [8]:

- i) Polímeros lineares (a maioria dos materiais poliméricos termoplásticos);
- ii) Polímeros rígidos de ligação cruzada ou polímeros com entrecruzamentos espaciais (a maioria das resinas termoendurecíveis), que são as que mais se utilizam na fabricação de betões poliméricos;

Nos primeiros, a deformação por fluência engloba deformação elástica (a), altamente elástica (b), e deformações plásticas (c), ver figura 2.14 a). Neste caso, a grandeza da deformação total é superior às deformações altamente elástica e plástica e enquanto deformação elástica é manifestamente perceptível só em carregamento rápido ou a temperaturas relativamente baixas. Os polímeros deste tipo não exibem uma deformação em equilíbrio, uma vez que quando submetidos à acção de cargas externas constantes, as deformações altamente elásticas amortecem exponencialmente, enquanto que as deformações plásticas aumentam proporcional e irreversivelmente com o tempo de carregamento. No descarregamento, as deformações altamente elásticas

restabelecem-se no tempo, enquanto que o valor das deformações residuais é determinado pela deformação plástica.

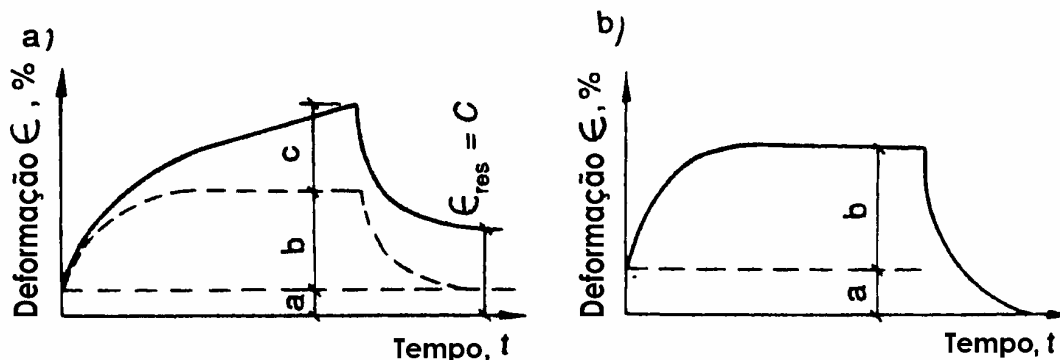


Figura 2.14 – Curvas típicas de deformação de polímeros: a) termoplástico; b) termoendurecível

Quanto aos segundos existe a convicção de que, as macromoléculas destes polímeros têm normalmente uma ligação cruzada espacial e que os produtos poliméricos representam essencialmente uma molécula gigante singular. Se assim é, então as deformações por fluência, nestes polímeros, podem ser vistas somente como um resultado das deformações elástica e altamente elástica. Para polímeros deste tipo, unicamente com deformações reversíveis e ausência de deformações residuais após o descarregamento, constituem uma característica de destaque, ver figura 2.14 b). A manifestação de deformações residuais em polímeros rígidos explica-se apenas pelo amortecimento parcial das ligações cruzadas.

Assim, se o betão polimérico exhibe geralmente o comportamento à fluência do polímero ligante, então as suas deformações por fluência podem ser apreciáveis, mesmo à temperatura ambiente e para baixas tensões aplicadas [9].

A este respeito referem-se diversos estudos de fluência realizados em betão polimérico [31, 36] os quais mostram que, para alguns níveis de tensão (substancialmente abaixo da resistência última, a curto prazo), o betão polimérico atinge a rotura por fluência. Quando o nível de tensão aumenta, aumenta também, como é esperado aliás, a deformação por fluência, até que para determinado nível de tensão, a fluência prossegue a curto prazo para a rotura. O fecho da tensão aplicada dá-se para o valor da resistência última a curto prazo e fixa os resultados de rotura por fluência. Conectando as inflexões ou os pontos de rotura numa família de curvas de fluência resulta o desenvolvimento de uma envolvente de rotura por fluência. Esta descreve as tensões máximas admissíveis

de projecto para os betões poliméricos, em diferentes durações antecipadas de carga. Este nível de tensão é cerca de 50% do valor da resistência última a curto prazo, para a maioria dos betões poliméricos e todas as tensões usadas para projecto devem ser factorizadas no sentido de explicar e justificar este comportamento nos betões poliméricos submetidos a carregamento a longo prazo.

Nos betões poliméricos, o valor da fluência é aproximadamente duas a três vezes o valor da fluência registada nos betões de cimento Portland, embora a fluência específica para ambos seja sensivelmente a mesma. A figura 2.15 ilustra a deformação plástica específica à fluência para um típico betão polimérico de poliéster, enquanto que a figura 2.16 mostra o efeito da temperatura na fluência específica do mesmo betão polimérico [37]. A resistência estática do betão não foi significativamente afectada pelo carregamento à fluência a longo prazo e ao longo da envolvente de rotura por fluência. A deformação por fluência do betão polimérico é alta, e a resistência sustentada (uniformizada ou constante) é baixa, quando comparada com a do betão de cimento Portland, e para níveis de tensão iguais ou superiores a 0.5, a deformação por fluência em betão polimérico à base de furano é extremamente alta e os provetes podem atingir a rotura por fluência em curtos intervalos de tempo, como por exemplo dois meses [38]. Quando as cargas de projecto são aplicadas continuamente durante dez ou mais dias devem aplicar-se reduções apropriadas dos efeitos da fluência. Nestes casos deve utilizar-se uma tensão de projecto de 50% ou menos da tensão última.

O comportamento à fluência do betão polimérico é também influenciado pela temperatura ambiente e pelo conteúdo de resina, verificando-se que a fluência aumenta com o aumento da temperatura ambiente, não devendo ser utilizados em ambientes onde a temperatura esteja próxima da temperatura de distorção térmica da resina.

A fluência é importante nos cálculos de projecto em betão polimérico, de deflexões e deformações a longo prazo, e é necessária a realização de ensaios de caracterização da fluência, em projectos específicos de misturas e temperaturas a ser usadas. As deformações por fluência geralmente aumentam com o aumento da quantidade de polímero e o comportamento à fluência do betão polimérico é totalmente influenciado pela resina ou monómero utilizado e pelo tipo de agregado [39].

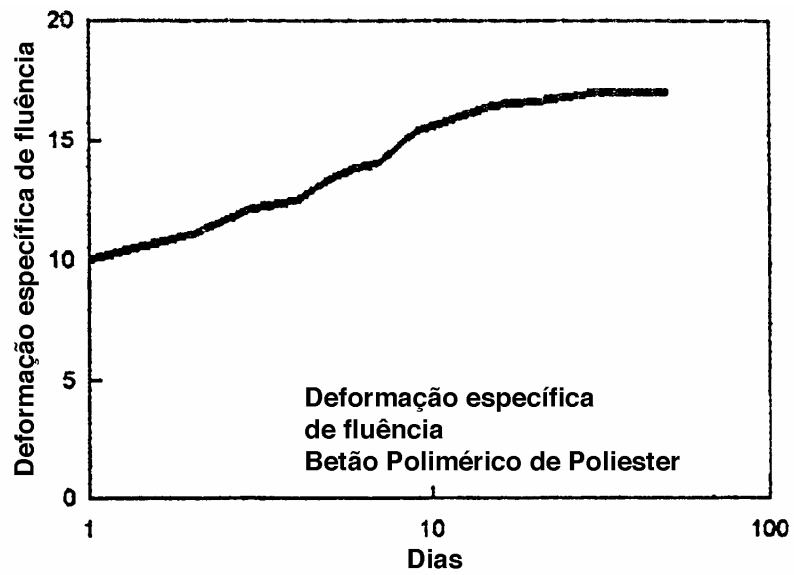


Figura 2.15 – Deformação específica por fluência em % vs. tempo (dias)

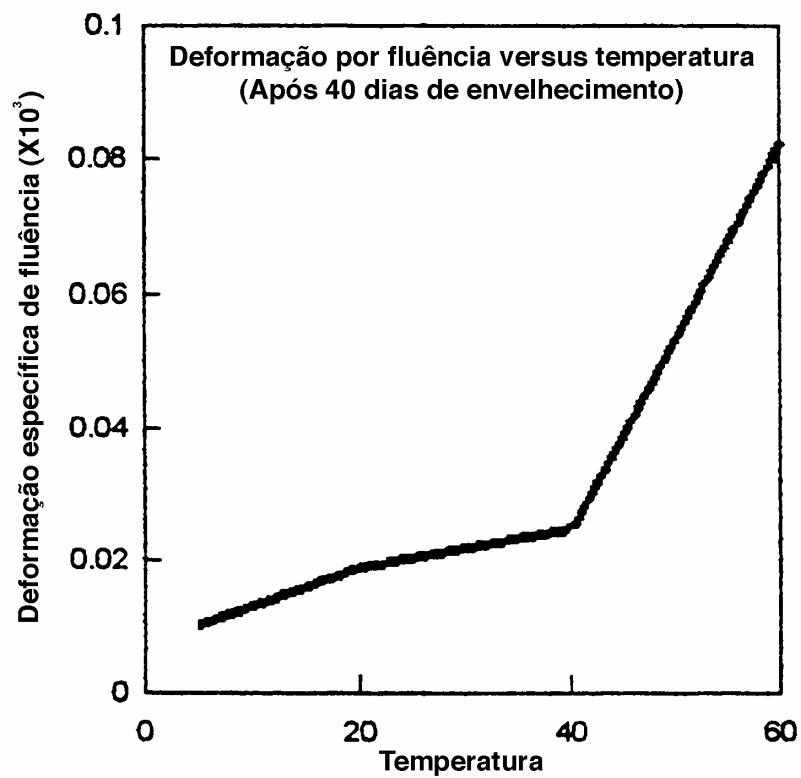


Figura 2.16 – Deformação específica por fluência em ($\% \cdot 10^3$) vs. temperatura ($^{\circ}\text{C}$), para 40 dias de envelhecimento

2.3.8.1 Resposta à deformação em betões poliméricos

O fenómeno de contracção faz também parte da reologia do betão e por isso convém referir outros fenómenos que no conjunto governam a evolução das deformações de um betão ao longo do tempo. A classificação das deformações num betão segue, geralmente, o seguinte esquema:

- Deformação elástica instantânea (E. I.)
- Deformação elástica diferida (E. D.)
- Deformação plástica diferida (P. D.)

Para efeitos de cálculo, e de modo simplificado denomina-se fluência ao conjunto da deformação plástica diferida mais a elástica diferida, admitindo-se que a deformação por fluência tende para uma assíntota cujo valor é proporcional à deformação elástica instantânea. A tabela 2.5 apresenta a classificação das deformações num betão [9].

Tipos de Deformações	Dependentes das cargas exteriores		Independentes das cargas exteriores
	Instantâneas	Diferidas (fluência)	
Reversíveis	Elásticas	Elásticas diferidas	Térmicas
Irreversíveis	Permanentes	Plásticas diferidas	Retracção

Tabela 2.5 – Tipos de deformações presentes no betão [9]

Define-se fluência como o aumento com o tempo das deformações relativas a baixas tensões permanentes. Contrariamente ao conceito de relaxação que traduz a diminuição das tensões com o tempo, impondo baixas e constantes deformações.

Quanto ao tratamento analítico de verificação, face às deformações dos betões poliméricos, estas devem calcular-se para cargas de serviço, tendo em conta a temperatura de utilização e o que ela influi no módulo de elasticidade, em fluência. Os betões poliméricos podem fabricar-se para um amplo campo de módulos de elasticidade (por exemplo de 3500 a 35000 MPa). Por outro lado, há que ter cuidado com o nível de tensões (compressão, flexão, ...) para cargas sustentadas, já que o efeito da fluência conduz à rotura, para níveis de tensão algumas vezes substancialmente menores que a carga de rotura.

A importância que tem o conhecimento da resposta de um betão polimérico quanto à fluência e módulo de elasticidade está bem patente nas figuras 2.17 e 2.18, respectivamente.

As deformações diferidas provocadas por uma carga podem ser representadas por um gráfico deformação versus tempo, similar ao apresentado na figura 2.19 [9]. Observa-se nesta figura que existem quatro etapas:

- 1º) Deformação inicial instantânea relacionada com o módulo de elasticidade;
- 2º) Diminuição da velocidade de deformação com o tempo;
- 3º) Velocidade de deformação constante (fluência estacionária);
- 4º) Aumento progressivo da deformação até à rotura.

Geralmente verifica-se um aumento da resistência com o tempo, dos elementos do betão que não são afectados por nenhuma carga relativamente a uma carga sustentada (constante). No entanto, quando submetidos a um esforço durante um certo tempo pode diminuir a sua resistência e inclusivamente levar à rotura, fenómeno que aparece intimamente associado à fluência, podendo salientar-se que acima de um certo valor das deformações, a fluência acaba por atingir a última das fases anteriormente descritas [9].

Os factores que influenciam a fluência são os seguintes:

- Factores internos – tipo de areia e sua granulometria, tipo de resina, doseamento, nível de carga e história da aplicação da carga;
- Factores externos – temperatura, absorção de líquidos e procedimento de fabricação.

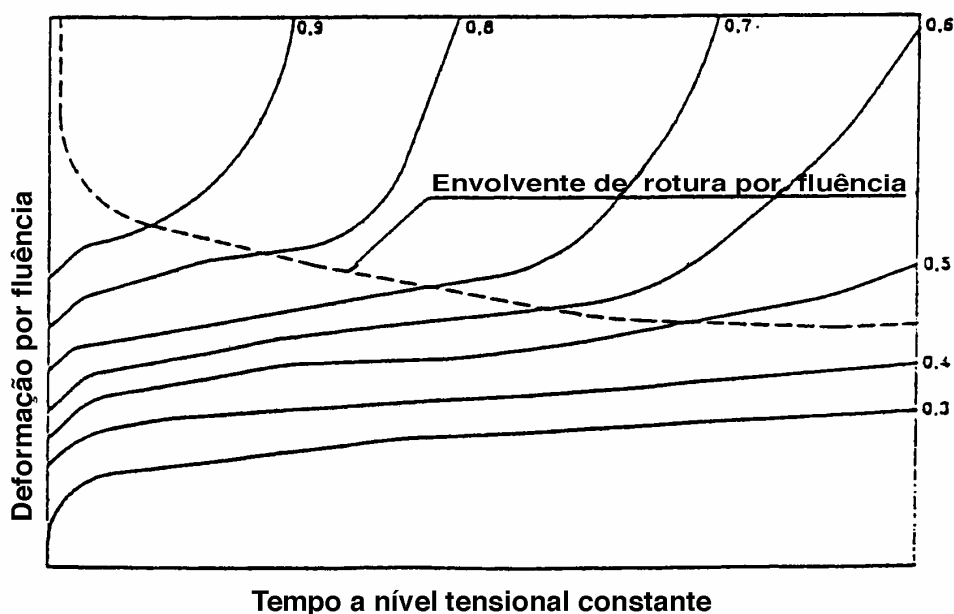


Figura 2.17 – Envoltório de rotura por fluência

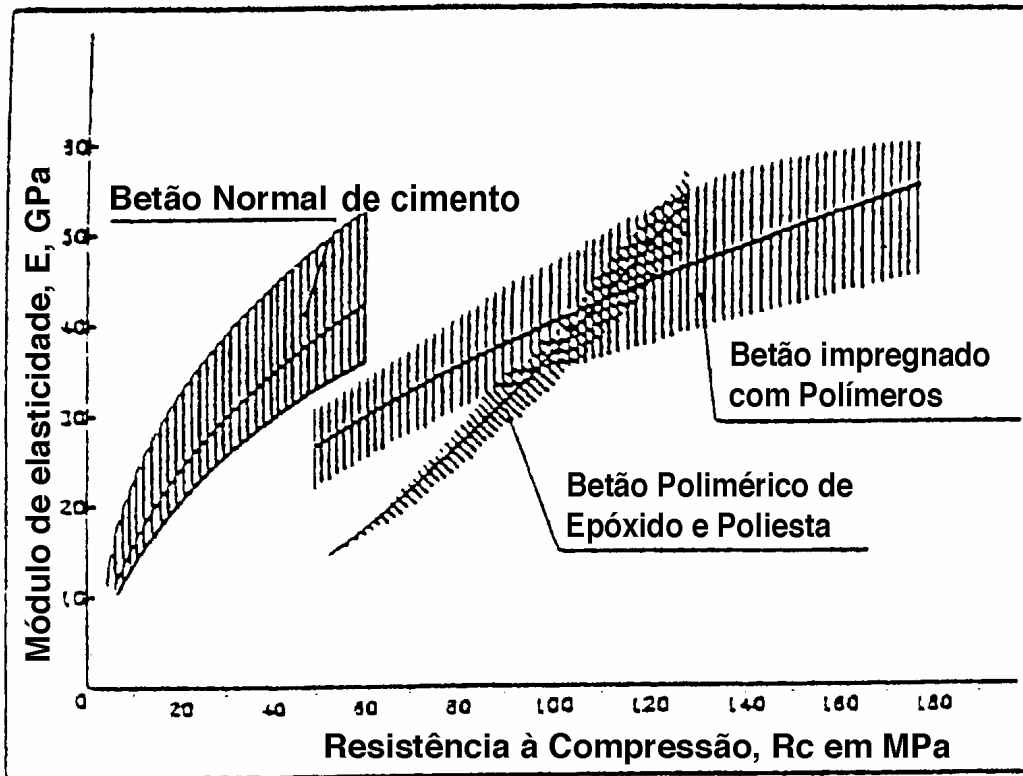


Figura 2.18 – Módulos de elasticidade à compressão de betão polimérico, betão impregnado com polímero e de betão de cimento

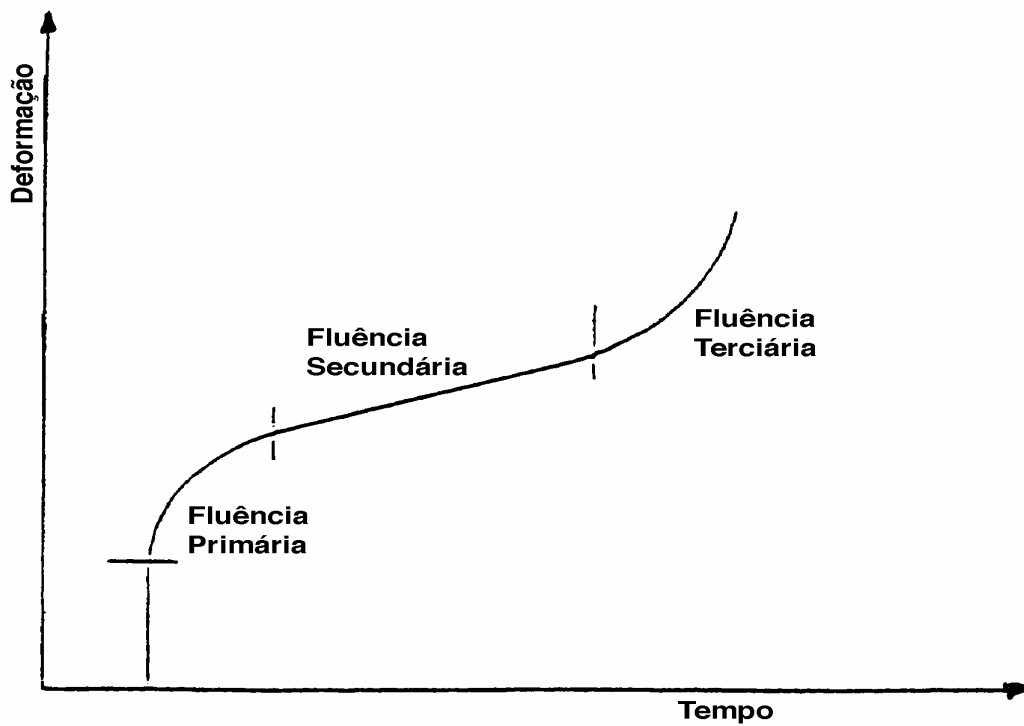


Figura 2.19 – Curva típica de rotura por deformações diferidas

2.3.8.2 Experiências feitas

Tavares et al [40] desenvolveram um estudo experimental que muito contribuiu para a compreensão do efeito do reforço em tracção do betão polimérico com varões de plástico reforçado com fibra de vidro, de diâmetros 4 e 8mm, no comportamento à fluência do betão polimérico.

As curvas de fluência obtidas dos ensaios evidenciam um aumento da deformação para as diferentes vigas (ver figuras 2.20, 2.21 e 2.22) [41]. O nível de tensão aplicado foi de 15% do valor da carga máxima ou de rotura.

Na figura 2.23, os autores [40] compararam as curvas da Compliance de fluência. A Compliance foi calculada como sendo a relação entre a deformação e a tensão aplicada. Para isso, assumiu-se um tempo uniforme, independentemente da distribuição de tensão, quantidade que é verdadeira, dada a transferência de tensão entre a matriz e o reforço gerada pelas diferentes taxas de fluência, embora o efeito do reforço seja mais visível nestas curvas. O efeito do reforço no comportamento à fluência de betões poliméricos foi estudado mediante a realização de ensaios de flexão em 4 pontos usando vigas de betão polimérico de epóxido não reforçadas e reforçadas com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro de 4mm e 8mm de diâmetro. A análise das curvas experimentais de deformação por fluência em função do tempo evidenciam um aumento da deformação com o tempo para as diferentes vigas.

Os valores obtidos para as vigas reforçadas com varões de 8mm de diâmetro mostram melhor comportamento do que as vigas não reforçadas e reforçadas com varões de 4mm de diâmetro. Os varões de 4mm exibem uma influência insignificante sobre o comportamento à fluência uma vez que as suas compliances experimentais são similares às das vigas não reforçadas[40].

Hsu et al [31] prepararam cilindros em betão polimérico de 75 mm de diâmetro por 300 mm de altura submetendo-os a carregamentos de compressão uniaxial para níveis de tensão de 0,3, 0,4 e 0,5, durante um ano e com o objectivo de investigar o comportamento à fluência. As vigas foram moldadas de betão do tipo metilmetacrilato.

Como esperado, para valores elevados do nível de tensão resultou uma grande deformação por fluência, embora a fluência não tenha sido linearmente proporcional à tensão aplicada, como verificou Mohamed [40] no betão de poliéster, e contrariamente aos resultados obtidos em betão de cimento Portland, os quais mostraram linearidade em fluência, para valores da carga acima do nível de tensão de 0,5. Mais de 20% do

valor da fluência final deu-se durante o primeiro dia, e aproximadamente 50% durante os primeiros cinco dias. Por outro lado, no betão convencional, 25% do valor da fluência verifica-se durante o primeiro mês de carregamento e 50% entre os primeiros dois a três meses. Após o rápido aumento das deformações nos estágios anteriores de carregamento, a taxa de deformação diminui e as curvas de deformação por fluência tendem para um nível de após, aproximadamente, dois a três meses de carregamento, como ilustrado na figura 2.24 [31].

Comparando os resultados obtidos com os que dizem respeito a betão de cimento Portland verificou-se que a fluência no betão polimérico é aproximadamente uma a duas vezes maior do que a do betão de cimento Portland, para um nível de tensão de 0,4. Para níveis de tensão maiores, a fluência do betão polimérico aumenta drasticamente, provavelmente devido à resistência sustentada do betão polimérico no nível de tensão de 0,5, o que significa que a fluência específica do betão polimérico, que é a deformação por fluência por unidade de tensão, não se notou ser no intervalo da do betão de cimento Portland, como se observa na figura 2.25 [31]. A não coincidência de ambas as curvas da figura também indica que o betão polimérico não é um material linearmente viscoelástico e que a deformação específica depende da carga.

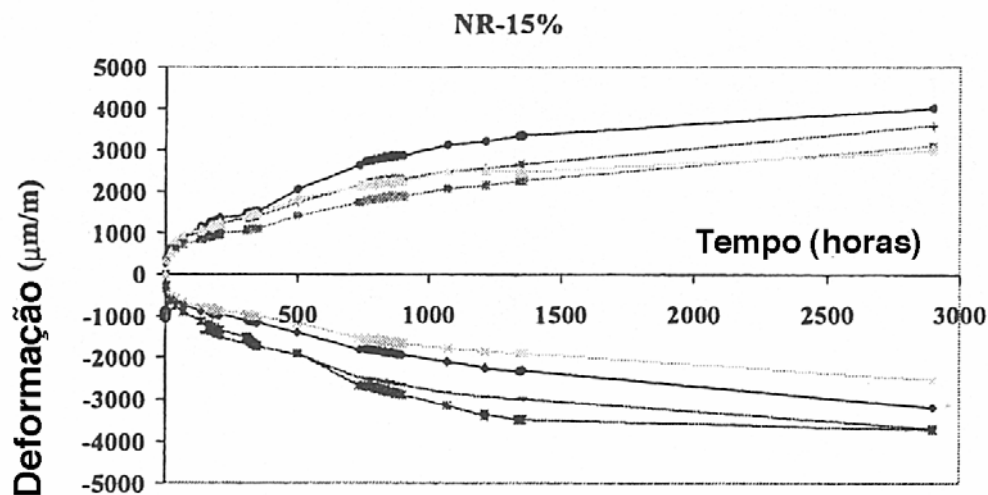


Figura 2.20 – Curvas de fluência para vigas não reforçadas

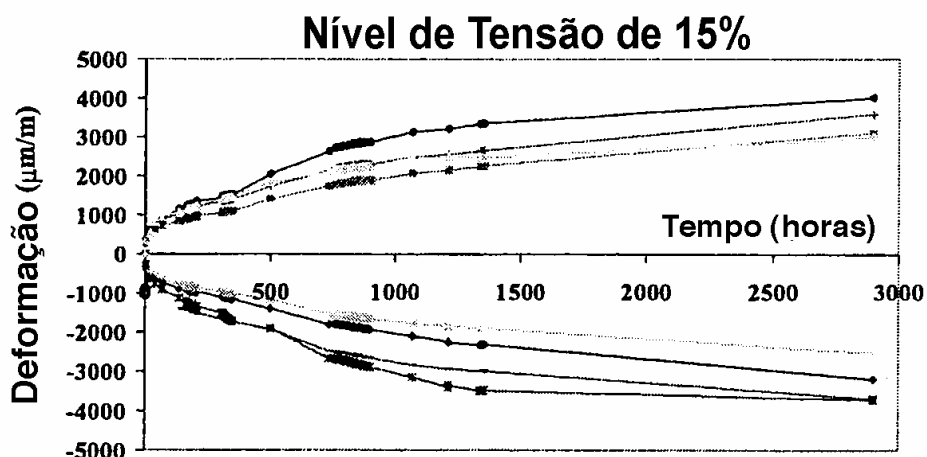


Figura 2.21 – Curvas de fluência para vigas reforçadas com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro com 4 mm de diâmetro

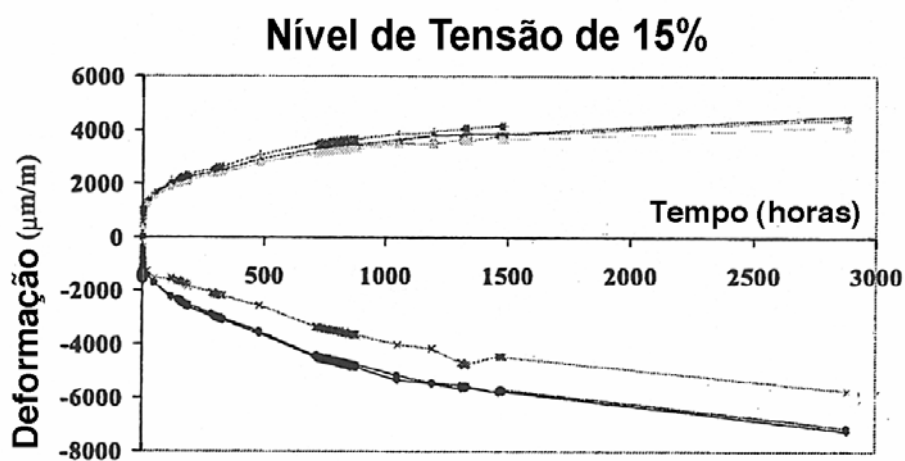


Figura 2.22 – Curvas de fluência para vigas reforçadas com varões pultrudidos de plástico reforçado com fibra de vidro com 8 mm de diâmetro

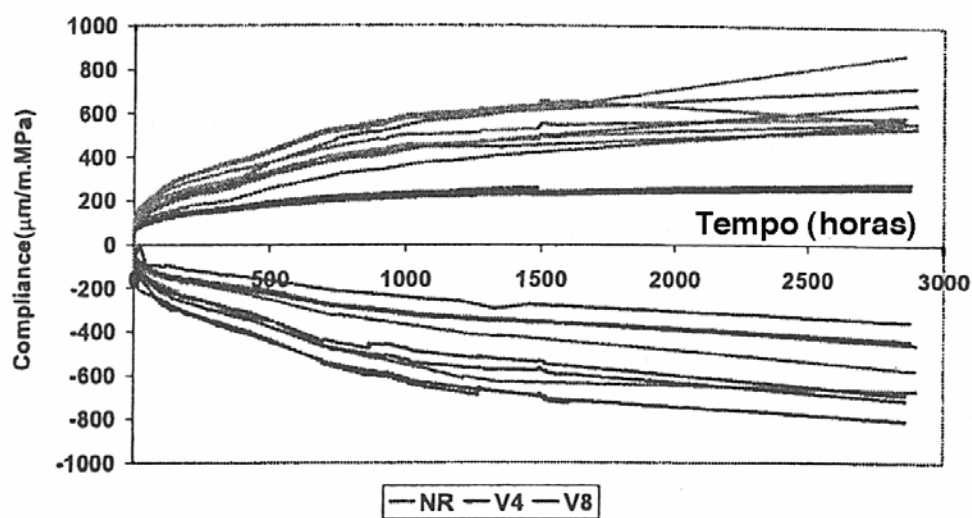


Figura 2.23 – Comparação das curvas de Compliance de fluência.

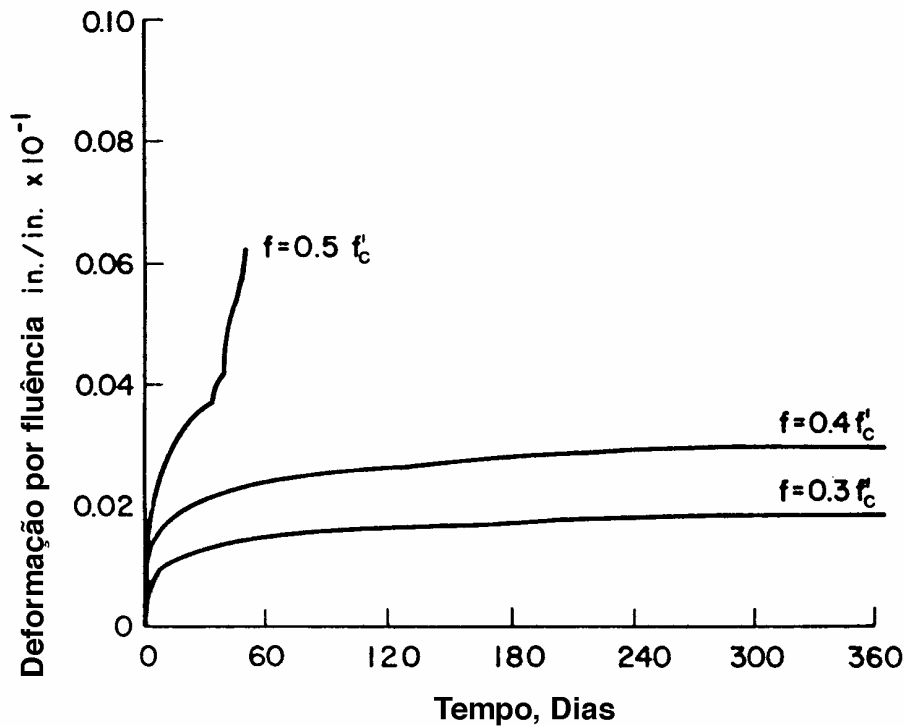


Figura 2.24 – Deformação por fluência para níveis de tensão de 0,3; 0,4 e 0,5

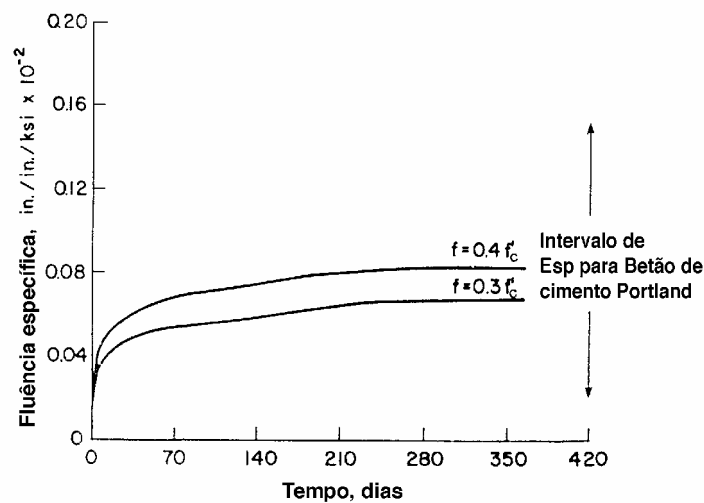


Figura 2.25 – Curvas específicas de fluência para o betão polimérico

2.3.8. Impacto e resistência à abrasão

Neelamegam et al [42] estudaram o comportamento de argamassas (“mortars”) com vários reforços em fibra de vidro, quando sujeitas ao impacto e à abrasão. Os betões poliméricos foram feitos com uma resina poliéster isoftálica e areia fina do rio. O conteúdo de fibra de vidro variou de 0% a 4% (em massa) e os resultados mostraram que a adição de fibra de vidro aumentou consideravelmente a resistência ao impacto, sobretudo quando ao conteúdo de fibras é superior a 2%. O comprimento da fibra, em

especial de fibras longas teve também influência no melhoramento da resistência ao impacto, registando-se ao mesmo tempo um aumento da resistência à abrasão com adição de 2% a 3% de fibras longas. O comprimento das fibras usadas oscila entre 6 e 25 mm.

2.4 Características químicas e físicas

As performances em aplicações estruturais são afectadas por diversas características físicas e químicas, devendo cada uma destas ser considerada consoante a sua aplicação em estruturas particulares. O mecanismo primário de envelhecimento e o fendilhamento de moléculas complexas do polímero traduz-se num processo muito lento [40]; o fenómeno ainda não foi inteiramente estudado, mas o efeito de envelhecimento não parece ser significativo no que diz respeito à vida em fadiga da estrutura. Painéis ou placas para a construção, e utilizações subterrâneas foram postas ao serviço há mais de 30 anos nos Estados Unidos da América, denotando-se avanços importantes nesta matéria em termos de utilidade dos serviços e conforme inspecções efectuadas nas respectivas estruturas.

Luz ultravioleta e resistência térmica

O envelhecimento dos polímeros é significativamente afectado pela exposição aos raios ultravioletas e por altas temperaturas. No entanto, os betões poliméricos devem ser seleccionados com base na sua resistência ao envelhecimento e quando expostos naquelas condições. Uma forma de reduzir a degradação causada pelos raios ultravioletas é aumentar a carga de finos (fillers), o que determina o aumento da opacidade dos betões poliméricos. Assim, considerar só o comportamento do polímero de ligação pode não ser um bom indicador da resistência à luz ultravioleta.

Absorção de humidade

A absorção de humidade do betão polimérico é baixa, geralmente 1% ou menos (em peso), e todos os componentes líquidos em misturas frescas polimerizam como um sólido durante a cura, e portanto não são criados poros capilares intersticiais. A maior absorção de humidade é sob a forma de poros discretos na superfície criada (ou perto

dela) pela entrada de ar durante a mistura e/ou processos de colocação. Investigações efectuadas a este respeito [43], mostraram que a resistência de determinados polímeros particulares é reduzida pela exposição à água, presumivelmente por causa da deterioração da ligação polímero – agregado, sendo alguns polímeros comumente usados, mais afectados do que outros pela exposição à água. Este fenómeno é particularmente notado em exposições à água destilada e depende do polímero utilizado. A história das performances para betão polimérico similares ou para compósitos reforçados com fibra de vidro, com o mesmo sistema polimérico devem ser revistas, no sentido de determinar os efeitos de submersão. Os polímeros que por si próprios tinham uma baixa resistência à água podem levar à perda de resistência quando usados em betões poliméricos expostos à água, embora a quebra da resistência seja geralmente pequena, somente na ocorrência de longos tempos de exposição dos betões poliméricos que na sua própria consolidação possuem poucos vazios.

Os betões poliméricos à base de furano incham ou dilatam quando penetrados pela água ou por outros líquidos. Contudo, a água pode ser removida dos betões poliméricos à base de furano se as amostras forem transferidas para um ambiente de secagem e deve salientar-se que, neste caso, o comportamento do betão polimérico à base de furano é similar ao da madeira excepto se tiver um baixo conteúdo de água que não provoque inchamento ou contracção, tal como acontece com a madeira.

Permeabilidade

O betão polimérico é menos permeável do que o betão de cimento Portland ou a madeira, mas mais permeável do que outros materiais como por exemplo os metais. O betão polimérico não tem uma estrutura interna porosa interconectada e portanto quaisquer vazios, chochos ou discontinuidades produzidas pela entrada de ar durante as operações de moldação são discretas e isoladas aquando do endurecimento da matriz polimérica.

Resistência à congelação / descongelação

Congelações e descongelações alternadas provocam a degradação por não arrastamento de ar nos betões poliméricos. A aplicação de ciclos de congelação / descongelação tem um efeito pequeno nos betões poliméricos, uma vez que estes não

têm uma estrutura interna porosa para capturar e reter a água. Todavia, ensaios feitos a 1600 ciclos sobre o betão polimérico demonstraram não haver vestígios da perda de peso.

Contração na cura

A contração volumétrica ocorre nos betões poliméricos quando o monómero ou sistema de resina passa do estado líquido ao estado sólido uma vez que o betão polimérico sofre um arrefecimento devido à reacção exotérmica de polimerização. O monómero ou resina líquida diminui de volume e aumenta de densidade quando o líquido é convertido pela reacção de polimerização num polímero sólido. A reacção de polimerização é exotérmica e causa expansão e subida de temperatura. Esta subida de temperatura ocorre antes e durante a solidificação, e como o betão sólido arrefece, isto leva à contração e à possibilidade de abertura de fendas. As transformações volumétricas do betão polimérico variam consoante o tipo e quantidade de polímero ou de resina usados. Por conseguinte, foram desenvolvidos sistemas de zero e de baixa contração para compensar quimicamente aqueles mecanismos de contração [44]. Um arrefecimento gradual do betão polimérico pode permitir algum alívio de tensões, de modo a que os efeitos da fluência possam diminuir a probabilidade de formação de fendas [45].

Resistência química

Uma das propriedades importantes dos betões poliméricos é a sua resistência química que é afectada pela relação do agregado e do polímero. Os polímeros são relativamente quimicamente materiais inactivos e a maioria deles são resistentes a alcalinos, ácidos e a uma larga gama de outros meios agressivos, tais como amónia, produtos petrolíferos, ambientes salinos e alguns solventes. As principais excepções à sua resistência são ácidos oxidantes (tais como nítrico e crómico), os quais reagem com a maioria dos polímeros e alcalinos e que por sua vez reagem com os polímeros poliéster e fenólicos. Em ambientes ácidos ou acídicos, devem ser seleccionados agregados resistentes ao ataque dos ácidos. Os solventes orgânicos podem atacar muitos dos polímeros comumente usados, mas se houver um conhecimento prévio dos ambientes, adoptam-se

polímeros com alta resistência a solventes, nomeadamente a ésteres de vinílo (ou vinílo – ésteres).

Os betões poliméricos insaturados têm uma excelente resistência a soluções fracas (sais, ácidos, etc.) e regra geral têm uma pobre resistência a ambientes alcalinos fortes, sendo atacados por certos ácidos fortes (tais como ácido nítrico) ou soluções ácidas a altas temperaturas (a partir dos 60°C). Certos solventes, tais como acetonas e também aqueles que contêm cloro (tetraclorido de carbono e clorofórmio) atacam rapidamente todos os poliesters.

Amortecimento de vibrações

Os betões poliméricos possuem excelentes características de amortecimento de vibrações orientando o seu uso em bases de máquinas ferramentas. Num estudo feito por Kane [37], a capacidade de amortecimento do betão polimérico foi dez a quinze vezes maior que a do ferro fundido. Em compósitos poliméricos a matriz de sólido contínuo é engrenada numa longa cadeia de forma complexa em unidades moleculares configuradas. Estas cadeias poliméricas são criadas mediante uma reacção de polimerização no local, de monómeros de resina reactivos de baixo peso molecular. Uma vez completada a polimerização (cura), o comportamento estrutural é primeiramente controlado pelo volume, distribuição e características do polímero, juntamente com a composição, tamanho e distribuição dos agregados. Em comparação com os metais, os polímeros menos densos têm mecanismos de maior absorção de energia, necessários na prática à atenuação das vibrações.

Módulo dinâmico

Um trabalho experimental apresentado por Kane [37] sugere que existe uma relação geral entre o módulo dinâmico e a densidade do material para betão polimérico com percentagem em peso de polímero epóxido compreendida entre 5,7 e 10,7%, onde o módulo dinâmico é definido como:

$$E_a = f_1^2 \beta W / 4905,944 \quad (1)$$

Onde:

E_a – Módulo dinâmico em psi

- f_1 – Frequência do 1º período em Hertz
 L – Comprimento da amostra em polegadas
 I – Momento de inércia da secção em (in⁴)
 W – Peso da amostra em libras

O módulo máximo foi observado para a máxima capacidade de empacotamento (acondicionamento) da densidade de 6,5% de ligante. A comparação do módulo dinâmico axial com o separado módulo de elasticidade estático de acordo com o ensaio ASTM C 496 mostrou uma combinação muito apertada ou ajustada. Este tipo de ajuste não foi verdadeiro para o módulo dinâmico transversal proveniente dos resultados de ensaio.

Factor de amortecimento específico

Um aumento de dez vezes mais no factor de amortecimento específico foi encontrado, como resultado de ensaios efectuados em betão polimérico à base de epóxido [37] em comparação com os valores de controle do ferro fundido, onde o factor de amortecimento específico é definido como:

$$\xi_1 = \frac{\Delta}{2\pi} \quad (2)$$

Onde:

ξ_1 é o factor de amortecimento específico, e

$$\Delta = (1 - n) \log_e (A_1 / A_n) \quad (3)$$

sendo:

n – número de ciclos de amplitude

A_1 – Amplitude do 1º ciclo

A_n – amplitude do ciclo de ordem n

2.5 Propriedades termofísicas

Resposta a temperaturas elevadas

Os polímeros orgânicos exibem uma característica de mudança brusca nas propriedades físicas, para algumas das elevadas temperaturas. Esta temperatura é definida como a temperatura de transição vítrea (T_g), onde o polímero passa do estado

rígido, do estado vítreo, para o estado plástico mais flexível. A temperatura de transição vítrea varia ao longo de um largo intervalo de valores e depende da estrutura molecular final do polímero. Em polímeros geralmente usados em betão polimérico, a temperatura de transição vítrea ronda, normalmente, entre 10°C para betões poliméricos flexíveis e cerca de 200°C para formulações rígidas resistentes a altas temperaturas, sendo a resistência da operação a temperaturas elevadas função do tipo de ligante usado. A figura 2.26 mostra um exemplo de redução da resistência que pode ocorrer à medida que aumenta a temperatura da operação [46].

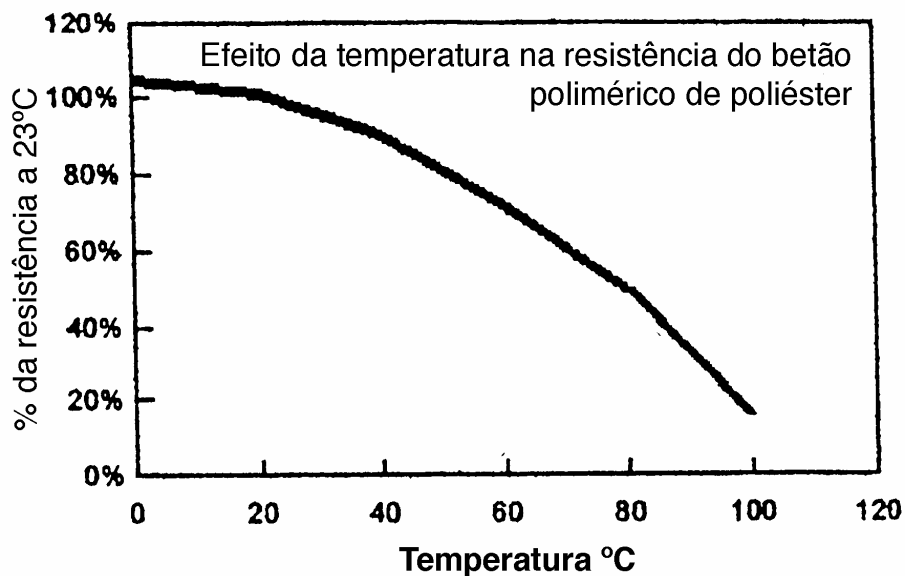


Figura 2.26 – Percentagem da resistência a 23 °C versus temperatura (°C), ou seja, o efeito da temperatura na resistência do betão polimérico de poliéster

Os sistemas à base de poliésteres não saturados encontram-se geralmente limitados de 65 a 90°C, como o são, por exemplo, os acrílicos e alguns epóxicos. Ester de vinílico, furano e fenólicos podem, geralmente, resistir a temperaturas superiores a 120 a 150°C e só betões poliméricos muito especializados podem resistir a temperaturas superiores a 180°C e que implica a utilização de materiais geralmente dispendiosos e por vezes pouco viáveis. As propriedades de algumas resinas variam facilmente durante a exposição a altas temperaturas, sobretudo quando a temperatura se aproxima ou excede o valor da temperatura de distorção térmica da resina. A esta temperatura, a resina começa a amolecer e pode distorcer ou fluir, em condições de carregamento. Daí que, nas formulações dos betões poliméricos, a medida das propriedades físicas se deva fazer para cima e para baixo dos valores das temperaturas de serviço esperadas. A resposta

antecipada de uma formulação pode ser medida por determinação da sua temperatura de deflexão térmica, usando a norma ASTM D 648, devendo especificar-se, em aplicações estruturais, o valor da temperatura de deflexão térmica, como sendo o valor esperado mais elevado da temperatura ambiente.

Quando são requeridas performances a temperaturas elevadas sugere-se que as especificações incluam ensaios realizados acima de um intervalo de temperaturas que contenha o mais alto valor esperado da temperatura de serviço. Obtém-se, desta forma, um gráfico de resultados de ensaio versus temperatura onde poderá verificar-se qualquer perda antecipada da resistência.

Koblischek [13] mostrou que os módulos (de elasticidade à tracção e à compressão) começam a diminuir rapidamente logo que a temperatura exceda 60°C, no caso de betões poliméricos de epóxido utilizados no fabrico de bases de máquinas ferramentas.

Resistência ao fogo

Se o conteúdo da resina é igual ou inferior a 10%, as formulações de betão polimérico podem não suportar a combustão e a maioria dos betões poliméricos com um conteúdo de resina superior a 10% exigem aditivos especiais retardadores do fogo, procurando evitar a inflamabilidade. Os betões poliméricos à base de furano têm calores específicos superiores, quando comparados com outros betões poliméricos e têm, provavelmente, menos propensão para incêndio. Todavia, quando os betões poliméricos são submetidos a temperaturas de aquecimento contínuo (temperaturas iguais ou superiores a 180°C), a resistência dos betões poliméricos à base de furano é consideravelmente reduzida, seguida de decomposição do material e evolução de gases. Porém, se a temperatura é próxima da de distorção térmica da resina usada, notam-se mudanças bruscas nas propriedades mecânicas dos polímeros.

Coefficiente de condutibilidade térmica e calor específico

Os valores do coeficiente de condutibilidade térmica em betão oscilam entre 1,7 a 2,0 W/m^oK e o calor específico é de 795 J/Kg.

Coefficiente de expansão térmica

Os valores do coeficiente de expansão térmica de betão polimérico variam segundo um largo intervalo, verificando-se que os betões poliméricos com baixo conteúdo de polímero (inferior a 10%) tendem a ter coeficientes de expansão mais baixos, cuja influência se deve mais aos agregados. À medida que o conteúdo de polímero aumenta, o coeficiente de expansão térmica aproxima-se do do polímero de ligação, e podem surgir mudanças ou transformações no valor desta propriedade, para temperaturas próximas da temperatura ambiente. Medições efectuadas em betão polimérico insaturado com um conteúdo de polímero de 9% (em peso) registaram um coeficiente de expansão térmica de cerca de 11×10^{-6} mm/mm °K, abaixo da temperatura ambiente e de 15×10^{-6} mm/mm °K, acima da temperatura ambiente. O mesmo estudo feito em betões poliméricos de elevado peso molecular, evidenciaram um valor do coeficiente de expansão térmica muito maior (aproximadamente o dobro), e betões poliméricos de epóxido exibiram um valor do coeficiente compreendido entre o dos betões poliméricos insaturados e o dos betões poliméricos de acrílico – metacrilato de elevado peso molecular [47].

O coeficiente de expansão térmica para betão polimérico varia entre 13 e 26 mm/mm °K. O coeficiente de expansão linear do betão polimérico é normalmente 1,5 a 2,5 vezes maior que o do aço ou o do betão de cimento Portland. Esta propriedade reveste-se de enorme importância e significado, em estruturas de betão polimérico rigidamente ligadas a outros materiais, tais como placas e/ou painéis de construção [48].

2.6 Propriedades eléctricas

As propriedades eléctricas, características de um bom isolamento eléctrico passam pela selecção apropriada de materiais a esse propósito. Estas características tornam-se adequadas no betão polimérico, para o uso de isoladores eléctricos, sendo as formulações, ensaios e procedimentos de moldação requeridos nas classes de isoladores, em betão polimérico, desenvolvidas e relatadas por Gunasekaram [49].

2.7 Densidade

A densidade do betão polimérico depende, principalmente, dos finos (fillers) usados nos agregados. Com o uso de agregados de betão normal e conteúdos de resina menores do que 15% em peso (betão polimérico de peso normal de peso normal), as densidades são cerca de 2200 a 2400 Kg/m³. As argamassas ou “mortars” possuem geralmente uma densidade próxima do limite inferior desta escala. O betão polimérico leve ou de baixo peso molecular, que utiliza finos (fillers) ou agregados de baixa densidade tem densidades típicas situadas no intervalo de 1100 a 1400 Kg/m³.

2.8 Durabilidade

O uso de betão polimérico em estruturas de suporte de cargas de construções industriais e de instalações expostas a vários ambientes agressivos, além de não ser racional e economicamente viável, nalguns casos é a única solução possível para encontrar e conciliar os requisitos mais apropriados. Ao mesmo tempo, a aplicação extensiva de betões poliméricos na prática da construção é impedida por vários factores, onde o mais importante deles é a falta de um método seguro, e de conveniência prática, para avaliação da resistência a longo prazo e das características de deformação de estruturas que suportam cargas baseadas nele. As propriedades específicas dos betões poliméricos tornam difícil o desenvolvimento de métodos e teorias de cálculo da resistência a longo prazo e de deformabilidade de membros estruturais neles baseados [50].

A actual resistência de muitos materiais em Engenharia é reconhecidamente um pouco mais baixa do que a resistência teórica calculada com base nas forças intermoleculares. Uma explicação deste desvio foi primeiramente apresentada por Griffith [51], que sugeriu a presença de fissuras rudimentares no corpo sólido e demonstrou que os seus picos de tensão coincidem com a resistência teórica do material, enquanto as tensões máximas aplicadas ao material no momento da fractura representam uma medida da sua resistência intrínseca.

Com base nestes conceitos, Griffith [51] propôs uma teoria estatística da fractura frágil embora esta teoria não explique a dependência, relativamente à duração do efeito da carga e à natureza crítica do colapso.

Entretanto mostrou-se mais tarde que os materiais poliméricos atingem o colapso, sobretudo devido a um processo que avança continuamente no tempo, ao passo que a duração total do colapso depende em larga extensão da duração do efeito da carga e da temperatura do ambiente.

2.9 Propriedades típicas

Na tabela 2.6 indicam-se as variações das propriedades típicas dos diversos betões poliméricos.

LIGANTE	Metilmetacrilato- Trimetilpropanotrimet acrilato	Epóxido	Furano	Poliéster - Estireno	Vinil - Éster
Ligante, percentagem em peso	6 a 12	20	--	8 a 18	7
Resistência à flexão (GPa)	8 a 62	17 a 34	21 a 24	28 a 59	17 a 149
Módulo de Elasticidade à flexão (GPa)	31 a 40	28	--	--	--
Resistência à compressão(MPa)	70 a 140	59 a 120	62 a 102	70 a 140	62 a 110
Módulo de elasticidade à compressão (GPa)	7 a 37	8 a 40	28	--	33
Resistência à tracção (MPa)	8 a 14	9 a 24	9.6 a 14	11 a 70	10 a 90
Resistência ao corte (MPa)	26	--	--	2	--
Densidade (Kg/in ³)	2388	2180 a 2596	--	--	2404
Coefficiente de Poisson	0.23 a 0.35	--	--	--	0.22
Percentagem de contracção linear	1.5 a 5	0.02 a 0.20	0.1 a 0.2	0.3 a 3	--
Percentagem de absorção de água	0.6	--	--	--	0.1
Resistência à congelação/descongelação	1670 ciclos*	--	--	--	2024 ciclos*
Coef. expansão térm. (10 ⁻⁶ in/in °F)	2.9 a 14	1.7 a 7.9	6.1 a 6.7	0.67 a 4.0	6.7 a 8.3
Tempo de trabalho (min)	20 a 40	30 a 60	--	15 a 40	--
Tempo de cura (hs) de 65 a 90 °F	1 a 4	1 a 48	0.25 a 12	2 a 96	2168

* a 0 perda de % de peso

NOTA: A tenacidade à fractura varia entre 0,8 a 2,2 MPa . m^{1/2} em comparação com os valores de variação atribuídos ao betão de cimento (0,3 a 2,0 MPa . m^{1/2}) [53,54].

Tabela 2.6 – Propriedades típicas dos betões poliméricos [53,54]

Os betões poliméricos têm sido usados eficientemente em componentes pré-moldados: na construção, em placas, ou painéis de ligação de pontes, recipientes de lixo e/ou resíduos perigosos, bases de máquinas e outras utilizações em componentes de transportes; são também usados na reparação de superfícies de pavimentos, drenagem e/ou esgotos. Outras aplicações de sucesso do betão polimérico incluem o escoamento de resíduos ácidos, túneis e/ou viadutos, caixas de junção, canos de esgoto, etc [9,52].

2.10 Aplicações estruturais dos betões poliméricos

Os componentes utilitários em betão polimérico pré-moldados incluem uma variedade de estruturas empregues em várias indústrias e em projectos de construção em geral. Na tabela 2.7 (Anexo A) mostram-se os tipos de estruturas em betão polimérico e os componentes estruturais mais correntes que estão a ser comercialmente produzidos, bem como as propriedades que justificam essas aplicações [10, 48, 55-58].

2.11 Métodos de ensaio e Normalização

As tabelas 2.8, 2.9 e 2.10 do Anexo A mostram ensaios e normas tabeladas por Ohama e Yoshihika [59], que são correntemente utilizadas para caracterizar as propriedades do betão polimérico, na Grã-Bretanha, Japão e Estados Unidos da América. A tabela 2.11 do Anexo A apresenta os métodos de ensaio, preparados pelo Sociedade Internacional de Plásticos (PIS – Plástic International Society).

Capítulo 3**Comportamento à Flexão de Betões Poliméricos à
Temperatura Ambiente****3 COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE BETÕES POLIMÉRICOS NÃO REFORÇADOS****3.1 Introdução**

Uma parte significativa de componentes de betão está sujeita a esforços de flexão. Neste capítulo apresentam-se os resultados experimentais da investigação do comportamento em flexão de betões poliméricos sob diferentes condições ambientais. Registe-se ainda que os valores estáticos são um indicador para os valores a aplicar em ciclos de fluência, fractura e fadiga.

3.2 Verificação do comportamento à flexão por via experimental

As propriedades de flexão estáticas dos betões poliméricos podem ser determinadas empregando o mesmo método de ensaio utilizado para betões de cimento Portland, da (ASTM C 293 ou C 78). O método específico para não metais e materiais resistentes à corrosão (ASTM C 580) tem, também, sido usado e é mais apropriado para argamassas e argamassas finas.

3.3 Caracterização estática à flexão de betões poliméricos**3.3.1 Introdução**

O betão polimérico é um material compósito que resulta da combinação de um agregado mineral, tal como areia ou gravilha, com um monómero de polimerização. A versatilidade na sua formulação e processamento proporcionam uma diversidade de aplicações do betão polimérico, designadamente em revestimentos de pavimentos de

estradas, coberturas de tabuleiros de pontes, pavimentos de edifícios principalmente nos industriais e artigos pré – moldados de várias classes [60 – 63].

As resinas termoendurecíveis mais típicas são as resinas de poliéster, epóxicas, vinilester ou acrílicas. As vantagens dos betões de resina, comparativamente aos betões de cimento tradicionais são a alta resistência, boa durabilidade, permeabilidade muito baixa e tempos de cura muito rápidos.

O betão polimérico é portanto um material de alta resistência e de rápida e fácil colocação, justificando-se a sua aplicação em massas de enchimento de agregados finos [64]. Esta nova família de materiais de construção dita a necessidade de uma melhor caracterização do comportamento destes materiais, sua normalização e procedimento de ensaios [62].

Foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos em provetes, com o objectivo de determinar por via experimental, a influência da percentagem de resina sobre a tensão de rotura à tracção e à compressão, sobre o módulo de elasticidade e sobre o coeficiente de Poisson de argamassas poliméricas epoxídicas com areia de fundição. A caracterização mecânica e estática destas propriedades, nestas novas formulações é de crucial importância para o estudo da tenacidade à fractura e da análise paramétrica do comportamento à fractura de betões poliméricos, e portanto útil para o desenvolvimento do trabalho experimental.

Assim, este programa experimental tem como objectivo principal a caracterização estática do comportamento mecânico de argamassas poliméricas à base de resina de epóxido, areia de fundição, sem carga e para diferentes percentagens de resina. Para isso, realizaram-se numa máquina Instron ensaios de flexão em quatro pontos, usando provetes normalizados [65,66] e obtiveram-se as curvas carga – deslocamento em flexão estática, assim como os gráficos que representam as relações extensão versus tempo, nas zonas de tracção e de compressão, quer laterais quer transversais dos provetes. Deste modo, os provetes foram devidamente instrumentados permitindo o registo de forma contínua dos gráficos que traduzem aquelas relações. Tal programa experimental permitirá quantificar as tensões de tracção e de compressão, os respectivos módulos de elasticidade e o coeficiente de Poisson deste material, o qual constitui uma nova formulação. Finalmente averigua-se a influência da percentagem de resina sobre as propriedades mecânicas, as quais são de primordial interesse no estudo e na análise paramétrica do comportamento à fractura e à fluência. Faz-se, também, a comparação daquelas com as características de resistência do betão de cimento.

3.3.2 Programa Experimental

3.3.2.1 Materiais e misturas

Os materiais utilizados na elaboração dos provetes foram os seguintes:

- Resina epóxidica **EPOSIL 551** e endurecedor **EPOSIL 551**, devidamente misturados;
- Areia de fundição.

A designação de areia de fundição refere-se a uma areia siliciosa chamada **SP 55** utilizada na indústria de fundição, de granulometria bastante uniforme e com diâmetro médio de 245 μm .

A resina **EPOSIL 551** permite aglomerar a areia de fundição, proporcionando aglomerados com elevada rigidez e coesão. Na tabela 3.1 apresentam-se as características da mistura resina/endurecedor, cedidas pelo Fornecedor.

Características da mistura	Proporções da mistura	Viscosidade [mPa.s]	Tipo de vida útil da mistura a 25°C	Tempo de formação do filme
Resina	100 gr	500-700	27 min	6 horas
+ Endurecedor	50 gr	300-400		

Tabela 3.1 - Características da mistura **Resina 551/Endurecedor 551**

3.3.2.2 Preparação dos provetes e instrumentação

Para preparar as vigas em betão polimérico utilizadas neste estudo, uma mistura de resina **Epósil 551/Endurecedor 551** na proporção de 2:1 foi adicionada à areia previamente seca, a qual foi colocada numa estufa a 80 Celsius durante pelo menos meia hora e elaboraram-se misturas com 20%, 18%, 16% e 14% de (resina + endurecedor), dando lugar a provetes com estas quatro composições. Seguidamente procedeu-se à mistura em batedeira durante cerca de dois minutos, a qual foi finalmente colocada nos moldes prismáticos. Os provetes foram preparados de acordo com a

Norma RILEM PC-2 [65] e têm a forma prismática de dimensões (160mm x 40mm x 40mm).

Neste trabalho distinguem-se duas séries de provetes referenciados para as quatro percentagens de resina:

- Série **R** e três provetes de cada (R14, R16,R18,R20), os quais são usados para o estudo da resistência à flexão estática;
- Série **D** e três provetes de cada (D14,D16,D18,D20), os quais se destinam à caracterização das propriedades de resistência à tracção e à compressão.

Após 24h as vigas foram desmoldadas e sujeitas a tratamento térmico de pós cura a 75 Celsius durante 5h, com vista a melhorar as suas características. Os provetes destinados aos ensaios de flexão em quatro pontos que permitiram retirar os valores dos módulos de elasticidade à tracção e à compressão, das respectivas resistências à tracção e à compressão e ainda doutras características de resistência foram objecto de preparação das superfícies por forma a torná-las aptas á colagem dos extensómetros, no processo de instrumentação. Como é sabido, o betão polimérico à semelhança dos betões tradicionais de cimento apresenta superfícies rugosas e porosas. No entanto, as porosidades, indesejáveis embora, não deixam de tornar o betão polimérico impermeável, seguramente muito mais impermeável que o betão tradicional. Tendo em vista o desenvolvimento de um substracto apropriado à colagem dos extensómetros é necessário aplicar primeiro uma pré – camada de adesivo de epóxido sobre a superfície.

Assim, a pré – preparação das superfícies ou zonas de colagem dos extensómetros teve os seguintes passos [67 – 69]:

- 1º- Lavagem com água, esfregão e detergente, seguida de passagem por água e limpeza com papel. Esta operação constitui a fase de desgorduramento;
- 2º- Lixagem com lixa de água de calibre TG5-3M-400 no sentido de remover as irregularidades da superfície, usando M-Prep-Condicionador A e limpar com papel;
- 3º- Lixagem com lixa de água do mesmo calibre mas usando agora M-Prep-Neutralizador 5 A, o qual tem a função de reduzir a acidez da superfície;
- 4º- Passagem por água destilada para remover os traços residuais motivados pelas soluções de limpeza (água – solúvel), e secagem em estufa;

A fase seguinte consiste na aplicação do adesivo de epóxido M – bond AE 10, constituído por uma mistura proporcionada de (Agente de cura M – bond 10 + Resina M – bond AE). O adesivo foi aplicado com uma vareta redonda de vidro manipulada de modo a cobrir os poros da superfície do betão, seguida de alisamento. Os provetes

foram então metidos na estufa Venticell durante 3h a 80 Cécius dando lugar à cura do adesivo. Teve, então lugar, nas zonas de deposição do adesivo, um novo processo de lixagem com lixa de calibre (NBR 220) até começar a expor-se a superfície do betão, seguido de outra lixagem usando lixa de água de calibre TG5-3M-400, primeiro utilizando o Condicionador A e depois o Neutralizador 5 A, bem como das respectivas limpezas com papel.

Depois disto foram colados os extensómetros a meio do comprimento dos provetes (nas zonas laterais superior e inferior e nas zonas transversais superior e inferior) e por fim foram soldados os fios aos extensómetros.

3.3.2.3 Procedimento experimental de ensaios

Os provetes foram sujeitos a ensaios de flexão em quatro pontos segundo a Norma RILEM PMC-8 [66]. A figura3.1 ilustra o Setup experimental, onde a distância entre apoios é $L = 120\text{mm}$, sendo $L/3$ a distância entre os pontos de aplicação das cargas exercidas a meio dos dois semi – cilindros. Desprezou-se a massa da peça, de cerca de 2420 gramas. Utilizou-se para o efeito uma máquina Instron com uma célula de carga de 100 KN e uma velocidade de 1mm/min, sendo a temperatura do Laboratório sensivelmente de 20 Celsius.

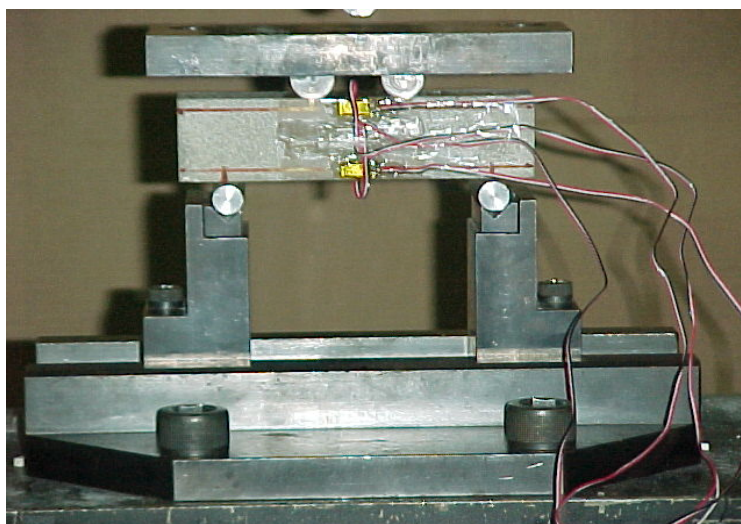


Figura 3.1 – Setup experimental do ensaio de flexão em quatro pontos

3.3.3 Resultados experimentais e discussão

Com os dados obtidos dos ensaios de flexão em quatro pontos foi possível construir os gráficos das curvas carga – deslocamento, para cada uma das séries de provetes e para as diferentes percentagens de resina. Foram também obtidas as curvas extensão – tempo em tracção e compressão.

Nas figuras 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5 estão representadas as curvas carga – deslocamento para os provetes da série **R** e para as diversas percentagens de resina, mostrando o efeito destas no comportamento à flexão e no valor da carga máxima ou de rotura.

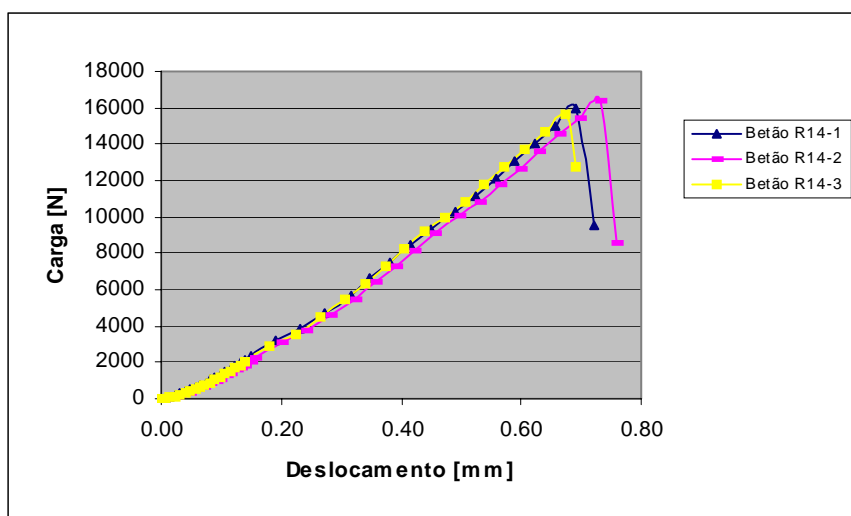


Figura 3.2 - Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 14% de resina.

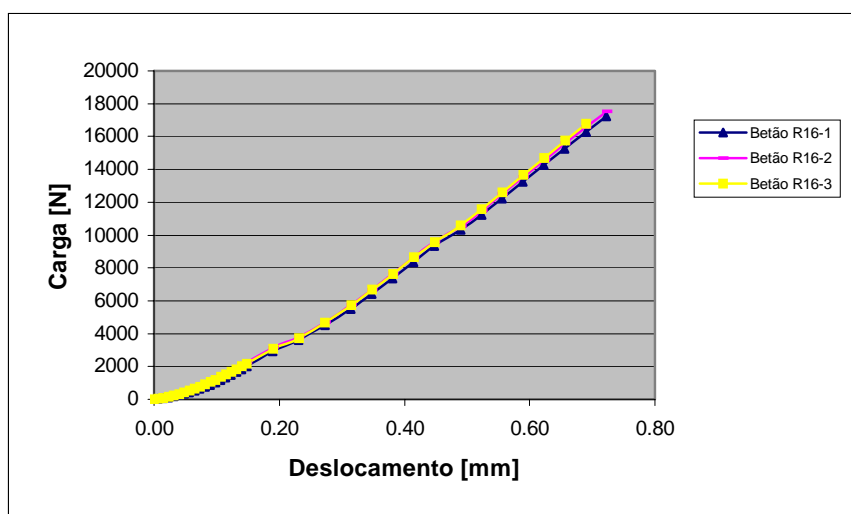


Figura 3.3 - Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 16% de resina

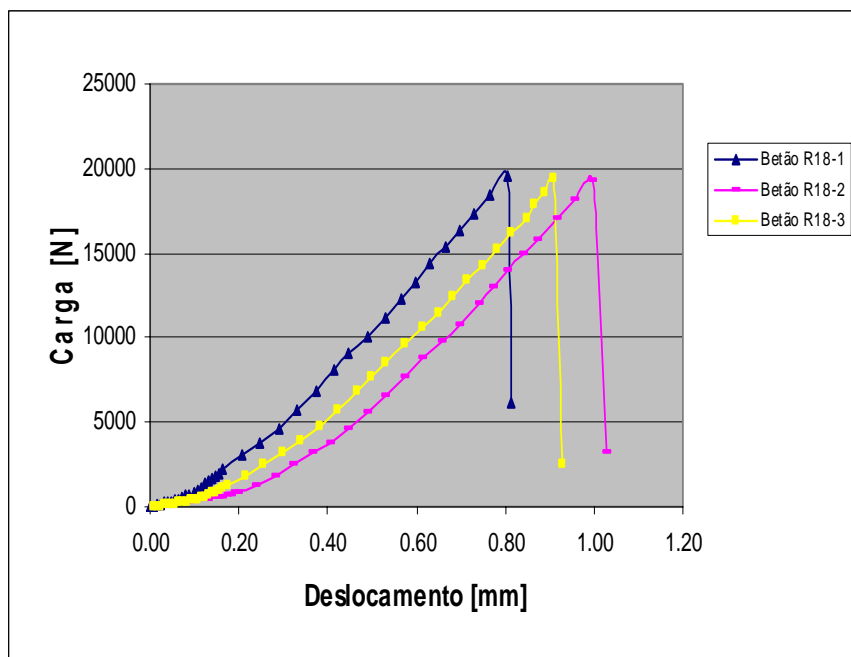


Figura 3.4 - Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 18% de resina

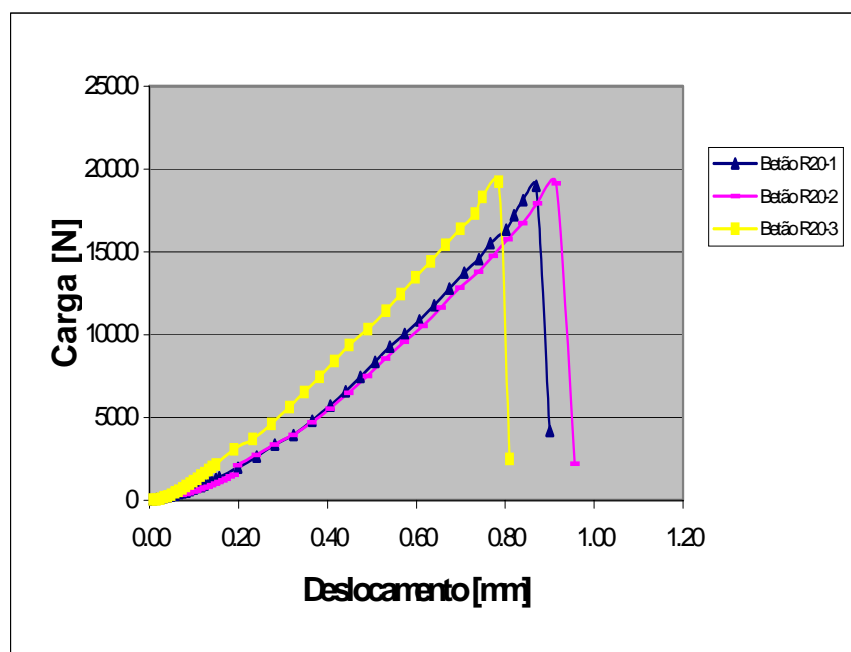


Figura 3.5 - Curvas carga – deslocamento para as argamassas com 20% de resina

Na tabela 3.2 encontram-se os valores médios das cargas de rotura da série **R** e para as diferentes percentagens de resina. Entende-se por carga de rotura, a carga máxima suportada pelo provete no ensaio de flexão e nas condições referidas.

Referências dos provetes	Valores médios das cargas de rotura (kN)
R14	16,0
R16	17,5
R18	19,5
R20	19,1

Tabela 3.2 - Valores médios das carga de rotura para os diferentes casos.

Na figura 3.6 apresenta-se a evolução dos valores da carga de rotura com a percentagem de resina.

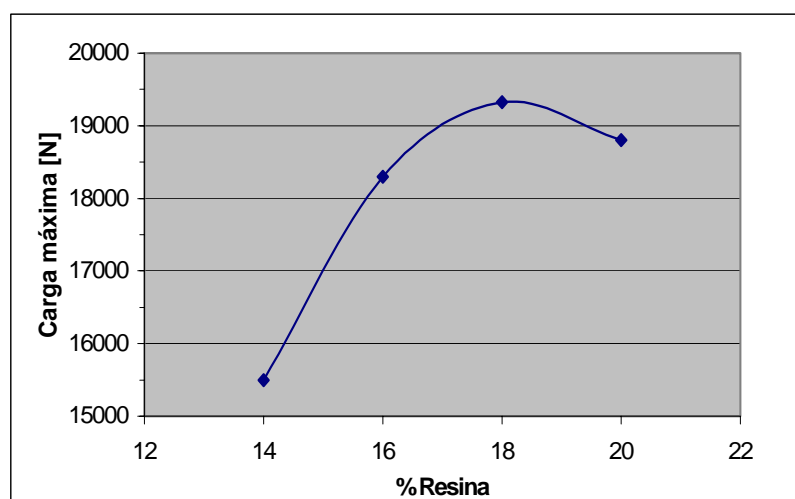


Figura 3.6 – Evolução da carga de rotura (valores médios) com a % de resina.

Observa-se que os valores da carga de rotura aumentam com o aumento da % de resina até um valor máximo para 18% desta, e depois descem ligeiramente.

Dos mesmos ensaios foi possível retirar os ficheiros da máquina já apresentados nas figuras 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5 correspondentes aos gráficos carga – deslocamento em flexão.

As curvas extensão – tempo estão representadas no Anexo B, e a acção conjugada dos tratamentos analítico e gráfico das curvas extensão – tempo e carga – deslocamento, recorrendo simultaneamente à Norma RILEM PC – 8 TC 113 – CPT (Method of test for static elastic modulus of polymer concrete and mortar) permitiram determinar os

valores das propriedades mecânicas mais importantes (valores médios resultantes dos três provetes ensaiados para cada composição) e que se indicam na tabela 3.3.

Características mecânicas	Argamassa com 14% de resina	Argamassa com 16% de resina	Argamassa com 18% de resina	Argamassa com 20% de resina
Resistência à flexão (MPa)	30	32,8	36,5	35,7
Coefficiente de Poisson	0,28	0,33	0,35	0,34
Módulo de elasticidade à compressão (GPa)	9,8	10,4	12,0	11,2
Resistência à compressão (MPa)	44,3	52,0	81,8	78,7
Resistência à tracção (MPa)	5,6	7,0	10,9	10,6

Tabela 3.3 – Valores médios das características mecânicas mais importantes.

A figura 3.7 ilustra a evolução dos valores das propriedades de resistência à flexão e de resistência à compressão e à tracção com a percentagem de resina. A resistência aumenta com o aumento da % de resina até 18% do valor desta, verificando-se a partir deste momento uma ligeira descida do seu valor. O mesmo se passa em relação ao módulo de elasticidade à compressão (figura 3.8) e ao coeficiente de Poisson (figura 3.9).

Falta agora comparar os valores de algumas destas propriedades com os do betão de cimento recorrendo à literatura existente, e com os do betão polimérico medidos por outros autores, o que se faz através da elaboração e análise da tabela 3.4.

As propriedades de resistência de um betão de cimento são afectadas pelas condições de cura, humidade, temperatura, relação entre a quantidade de água e de cimento, características do agregado, tipo de cimento e sua composição, conteúdo de cimento, nível de porosidade, mistura de água, etc.

De acordo com a tabela 3.4 verifica-se que a resistência à flexão do betão polimérico com 18% de resina é cerca de cinco vezes maior que a do betão de cimento.

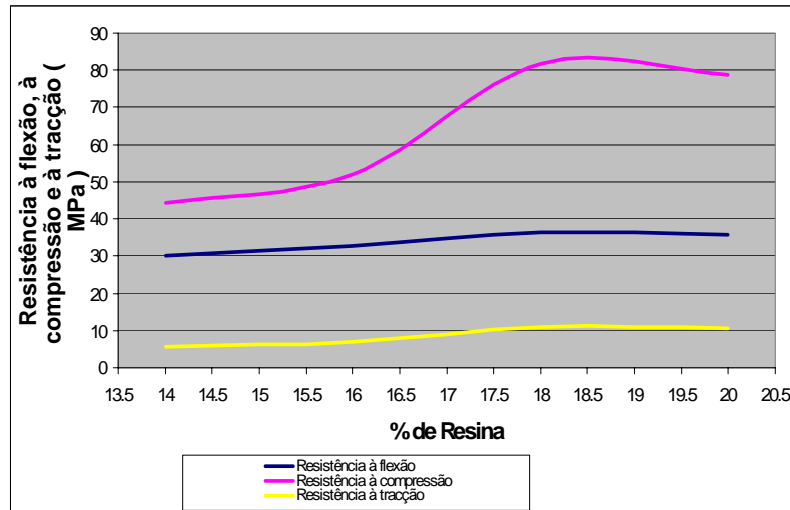


Figura 3.7 - Evolução das resistências à flexão, compressão e tração.

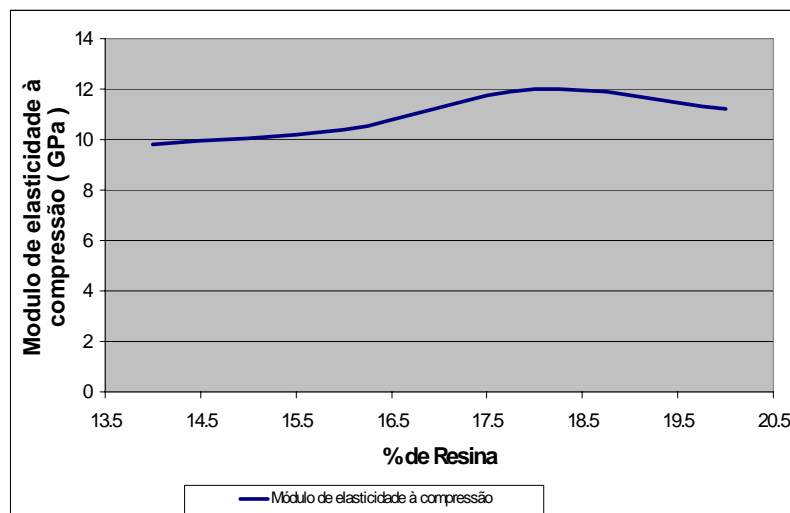


Figura 3.8 - Evolução dos valores do módulo de elasticidade à compressão com a percentagem de resina

A resistência à compressão do betão polimérico é 36% superior à do betão de cimento. A resistência à tração, por seu lado, é cerca de 2,5 vezes superior o que diz bem da extraordinária capacidade dos betões poliméricos, embora a resistência à tração do betão de cimento fosse obtida pelo processo de tração por fendilhação [70].

Comparando agora os valores das propriedades de resistência à compressão e à flexão, assim como do módulo de elasticidade à compressão obtidos na referência [32], num betão polimérico de epóxido com 20% de resina, e relativamente aos betões poliméricos

com 18% e 20% de resina investigados neste estudo, os valores são muito próximos uns dos outros. Registe-se que em [32], o método para medir o módulo de elasticidade à compressão e a resistência à compressão considerou a compressão em cubos de 40 mm de aresta, devidamente instrumentados com extensómetros.

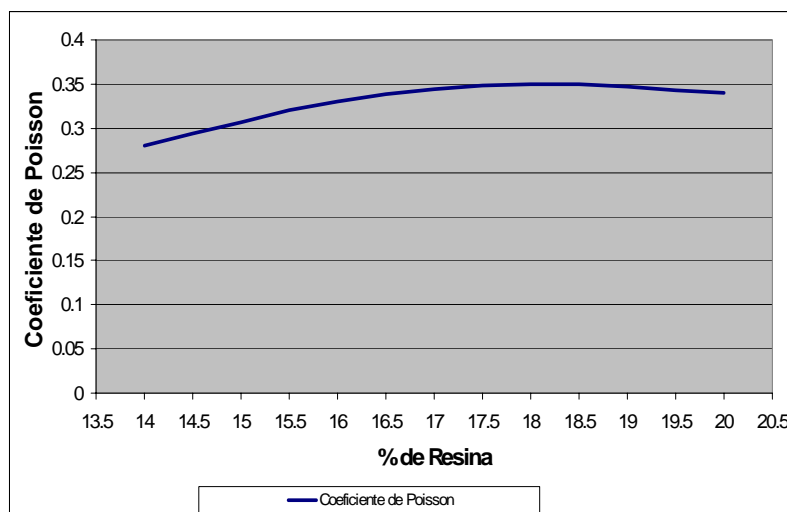


Figura 3.9 – Evolução dos valores do coeficiente de Poisson com a % de resina.

Sistemas	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tracção (MPa)	Módulo de elasticidade à compressão (GPa)	Resistência à flexão (MPa)
Betão de cimento Portland	5 a 60 [70]	0,6 a 4,2 [70]	_____	1,1 a 7,2 [70]
Betão polimérico	82 [32]	_____	11,5 [32]	38,7 [32]

Tabela. 3.4 – Comparação das características do betão polimérico com as do betão de cimento [32,70].

E importante reparar que as argamassas com 14% de resina ainda possuem valores das propriedades de resistência muito superiores às do betão de cimento, o que é vantajoso em termos de produção industrial de betão polimérico, onde a percentagem de resina poderá ser ainda mais baixa, garantindo boas propriedades de resistência a preços

aceitáveis. A percentagem de resina poderá ser ainda mais baixa com a adição de agentes de molhagem.

3.3.4 Conclusões do capítulo

O comportamento mecânico das argamassas é frágil e essencialmente linear elástico, dada a rotura súbita do material e a forma das curvas, porventura ligado à rigidez da matriz, explicada pela mistura da resina termoendurecível com o agente de cura e às reacções de polimerização que dão lugar a uma densa rede de entrecruzamentos.

O comportamento essencialmente linear elástico, em betões simples, torna adequado o estudo da tenacidade à fractura no domínio de validade da mecânica da fractura linear elástica.

As argamassas têm fraca resistência à tracção e daí a necessidade de serem reforçadas com fibras ou com varões nas zonas de tracção, quer em situações estáticas, quer em situações de solicitações ou deformações dinâmicas ou variáveis no tempo e temperatura.

As argamassas mais resistentes são as de 18% de resina e logo a seguir as de 20% de resina, embora a diferença de resultados entre elas não seja significativa, ou seja mesmo desprezável do ponto de vista da resistência mecânica, a não ser a vantagem económica ao poupar 2% de resina. Todavia as mais resistentes podem não ser as mais tenazes.

Os valores das propriedades de resistência em betão de cimento são muito inferiores às do betão polimérico, seja qual for a percentagem de resina e independentemente do método de avaliação da integridade estrutural utilizado para medir as propriedades de resistência.

Capítulo 4**Comportamento à Flexão de Betões Poliméricos sob diferentes
Condições Ambientais****4 COMPORTAMENTO ESTÁTICO À FLEXÃO DE BETÕES POLIMÉRICOS
REFORÇADOS COM FIBRA E NÃO REFORÇADOS****4.1 Introdução**

Componentes fabricados à base de cimento Portland são tipicamente executados em betão reforçado com fibra ou argamassas reforçadas com fibra. Estes materiais têm vindo a ser usados na produção de peças particularmente úteis na indústria da construção mecânica e na pré – fabricação [71].

O betão polimérico é usado em aplicações estruturais onde a resistência, rigidez, durabilidade e facilidade de moldação oferecem vantagens como alternativa aos betões de cimento tradicionais. Uma das vantagens acrescidas reside no facto de o betão polimérico poder ser reforçado com vários tipos de reforços, nomeadamente com varões e fibra. As fibras mais comuns são as de aço, carbono, vidro, ou então de polímeros. Materiais dúcteis, como por exemplo o aço que possui elevadas resistência à tracção e rigidez são geralmente preferidos para garantir um comportamento dúctil e uma elevada resistência à flexão dos componentes estruturais; enquanto que, a fibra de vidro é frequentemente usada como reforço porque é fácil a sua colocação no molde e além disso proporciona durabilidade, resistência mecânica e resistência química [72].

Neste estudo preparou-se uma argamassa polimérica de epóxico. As resinas de epóxico, geralmente, são sistemas típicos de dois componentes, o primeiro é a resina de epóxico e o segundo é o endurecedor ou agente de cura. A maior parte das resinas são produtos de condensação de Bisfenol A e Epicloridrina. Devido à sua estrutura, as resinas de epóxico formam grandes e duradouras ligações com o betão de cimento, o aço e com muitos materiais de construção, e são preparadas segundo várias formulações. A relação dos dois componentes deve ser ajustada às condições de cura no tempo. Estas resinas são

consideradas alérgicas pelo que o seu manuseamento exige o cumprimento de normas de higiene e segurança [73].

Tendo em conta a natureza polimérica do betão há necessidade de verificar a influência da temperatura no comportamento mecânico. Neste trabalho considerou-se o comportamento estático à flexão de argamassas poliméricas de epóxido com e sem reforço em fibra de vidro. A formulação do betão foi feita em condições óptimas de mistura da matriz (18% de resina mais endurecedor e sem carga).

Para isso foram preparados provetes de $160 * 40 * 40$ (mm^3) e submetidos a ensaios estáticos de flexão em quatro pontos. Todos os provetes tiveram um tratamento de pós - cura para melhorar as suas características. Metade dos provetes foram metidos numa câmara climática sobre a acção de ciclos de variação da temperatura e controle de humidade. Estudou-se a influência da percentagem de fibra nas propriedades de resistência à flexão, bem como o efeito dos ciclos térmicos sobre as mesmas, as quais foram comparadas com valores em intervalos de referência relativamente ao betão de cimento tradicional.

4.2 Programa experimental

4.2.1 Materiais e Propriedades

Na tabela 3.1 foram indicadas as características da mistura (Resina + Endurecedor) e a composição das argamassas poliméricas está sumariada na tabela 4.1.

4.2.2 Preparação dos provetes

Após a preparação dos moldes (limpeza dos restos de resina e areia, e desengorduramento com acetona) foi pesada a areia em bruto e de seguida metida numa estufa durante pelo menos meia hora a uma temperatura de 80 Célsius para secagem. Esta operação destina-se a eliminar a humidade contida na areia e a evitar o aparecimento de eventuais porosidades no betão polimérico após a desmoldação.

Depois da areia ter arrefecido, esta foi pesada na proporção de 80% (em peso) e vazada no balde misturador. Pesou-se a resina e o endurecedor nas proporções de $20\% * 2/3$ e $20\% * 1/3$, respectivamente, montou-se o molde e colocou-se o agente desmoldante.

Matriz Polimérica	Designação	% (Peso)
Resina de Epóxico	EPÓSIL / 551	12
Agregado	Areia de Fundição	82 - 79
Endurecedor	EPÓSIL / 551	6
Fibra	Fibra de Vidro de comprimento 25 mm	0 - 3
Carga	Sem carga	0
Resina + Endurecedor	Resina EPÓSIL / 551 + Endurecedor EPÓSIL / 551	18

Tabela 4.1 – Descrição e composição das argamassas poliméricas de epóxico.

Primeiro mistura-se a resina com o endurecedor, agitando-a convenientemente com uma espátula e junta-se à areia existente no balde misturador; finalmente junta-se a restante areia trazida em utensílio separado, coloca-se o balde na batedeira e encaixa-se o embolo misturador na bucha excêntrica da máquina batedeira. Ao ligar a máquina, o movimento de rotação do embolo durante cerca de dois minutos faz a mistura de forma a que esta se torne aparentemente homogénea. A etapa seguinte é encher o molde, calcar e dar um certo acabamento superficial ao betão à superfície do molde. Na figura 4.1 é apresentado o molde prismático utilizado na elaboração das vigas.



Figura 4.1 – Molde experimental concebido para a produção dos provetes.

Ocorridas 24h à temperatura ambiente procedeu-se à desmoldação e posteriormente as vigas sofreram um tratamento de cura natural à temperatura ambiente, durante dois meses em estação de verão, e a seguir um tratamento de pós-cura à temperatura de 75 Celsius durante pelo menos 5 horas, visando melhorar as suas características.

As vigas têm a forma prismática de $160 * 40 * 40$ (mm^3) e foram preparadas de acordo com a norma RILEM PC-2 [65].

Neste trabalho prepararam-se duas séries de provetes (12 provetes de ensaio sem serem submetidos a ciclos climáticos ou de envelhecimento, isto é, à temperatura ambiente, e 12 provetes de ensaio submetidos à acção de ciclos térmicos que a seguir se definem). Assim, foram executados três provetes do mesmo tipo, em cada série (3 provetes sem fibra; 3 provetes com 1% de fibra; 3 provetes com 2% de fibra e 3 provetes com 3% de fibra).

Os provetes sujeitos a ensaios de fadiga térmica e de controle de humidade foram metidos numa câmara climática FOTOCLIMA 300 EDTU (ver figura 4.2) , na perspectiva de degradação das propriedades do material.

Os ciclos térmicos adoptados têm as seguintes características :

Ciclo 1:

2 h a -10 Celsius/ 80 a 90% de Humidade Relativa (HR) \Rightarrow 2h Change \Rightarrow 2h a $+10$ Celsius/ 80 a 90% de HR \Rightarrow 2h Change \Rightarrow Repetição do ciclo.

Ciclo 2:

2h a $+20$ Celsius/ 50% de HR \Rightarrow 2h Change \Rightarrow 2h a $+100$ Celsius sem controle de humidade \Rightarrow 2h Change \Rightarrow Repetição do Ciclo.

Entende-se por Change a passagem de um patamar isotérmico para outro e como se pode ver a duração total de cada um dos ciclos é de 8h, com 100 ciclos para o **ciclo 1** e 150 ciclos para o **ciclo 2**, o que corresponde, respectivamente, a durações de 800 h (33 dias) e de 1200 h (50 dias).

Importa explicar a razão da escolha destes tipos de ciclos. O **ciclo 1** é um ciclo de congelação/descongelação havendo todo o interesse em averiguar como o betão polimérico se comporta em aplicações estruturais localizadas em países frios ou até mesmo em países

com várias estações climáticas, tal como Portugal, onde em determinados períodos da estação de arrefecimento e em determinadas zonas climáticas ocorrem variações semelhantes de temperatura. A escolha do **ciclo 2** é importante para testar a aplicação do betão polimérico em países quentes.

Os provetes foram referenciados de acordo com a seguinte legenda:

Z- Sem fibra; **W₁** com 1% de fibra, **W₂** com 2% de fibra; **W₃** com 3 % de fibra; **Sd**- Sem degradação; **Y**- Com degradação (**Ciclo 1**); **X**- Com degradação (**Ciclo 2**) e **S**- Ensaio estático.



Figura 4.2 – Câmara climática FOTOCLIMA 300 EDTU.

4.2.3 Procedimento experimental de ensaio

Os provetes, depois de preparados foram sujeitos a ensaios de flexão em quatro pontos segundo a Norma RILEM PMC-7 [66]. A figura 4.3 mostra o Setup experimental, onde a distância entre apoios é $L = 120$ mm, sendo $L/3$ a distância entre os pontos de aplicação das cargas exercidas a meio dos dois semi-cilindros. Utilizou-se para o efeito uma máquina Instron com uma célula de carga de 100 KN e uma velocidade de 1 mm/min, sendo a temperatura do laboratório sensivelmente de 20 Celsius.

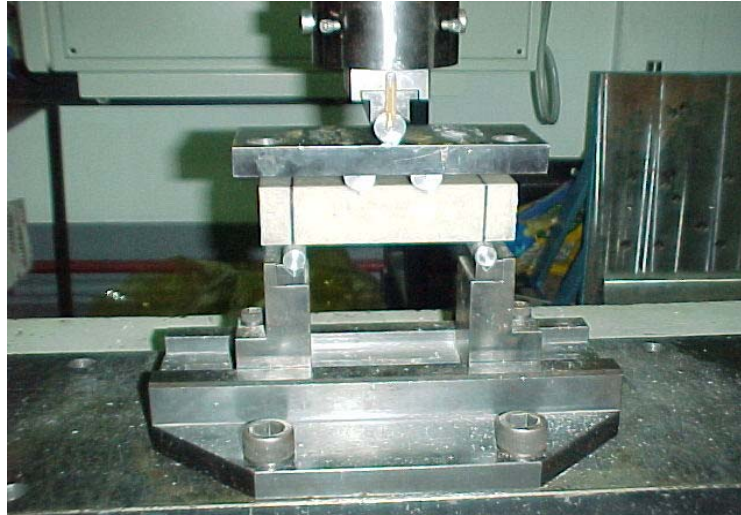


Figura 4.3. - Setup experimental de ensaio.

4.3 Resultados experimentais e discussão

Com os dados obtidos dos ensaios de flexão em quatro pontos foi possível construir os gráficos das curvas carga versus deflexão, para cada um dos grupos de provetes e composições, com e sem fadiga térmica.

Os gráficos das figuras 4.4 a 4.14 representam as curvas carga versus deslocamento para os diferentes tipos de provetes, assim como as curvas médias que resultaram da média aritmética dos resultados dos três provetes ensaiados, para cada composição e para as diferentes condições ambientais, e por fim, as curvas comparativas.

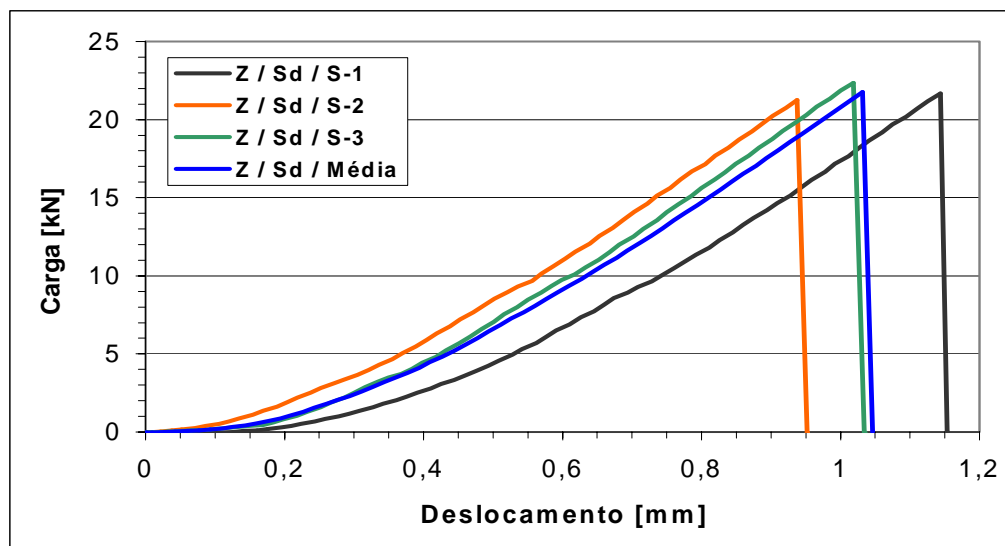


Figura 4.4 – Curvas carga versus deslocamento dos provetes com 0% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e curva de valores médios.

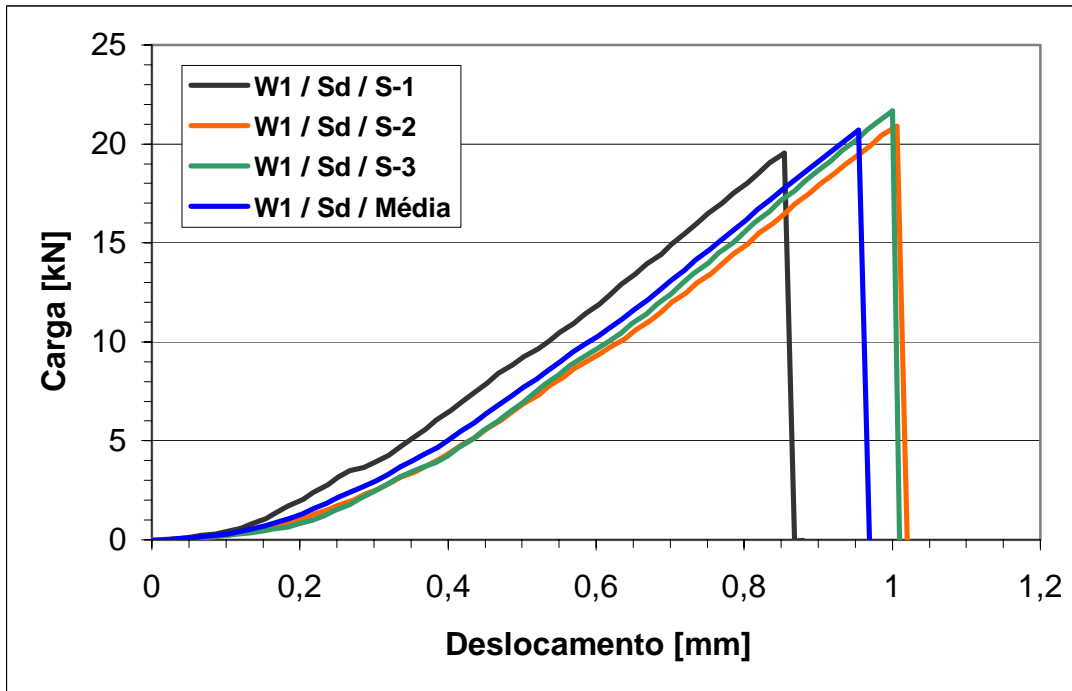


Figura 4.5 – Curvas carga versus deslocamento dos provetes com 1% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e respectiva curva de valores médios.

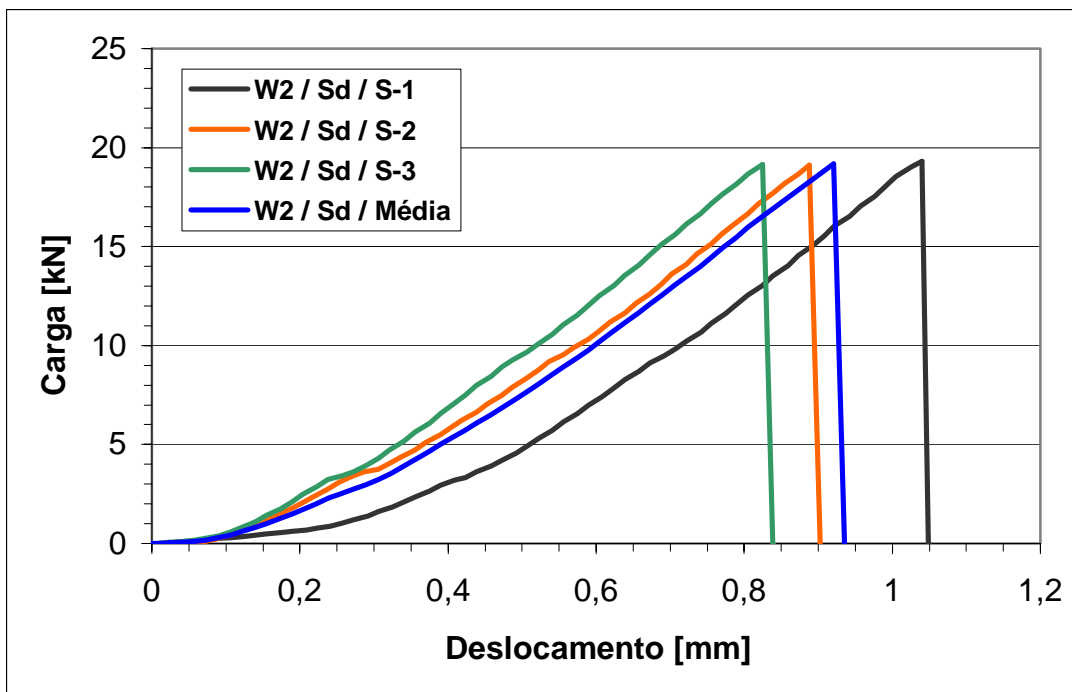


Figura 4.6 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 2% de fibra de vidro, ensaiados à temperatura ambiente e respectiva curva de valores médios.

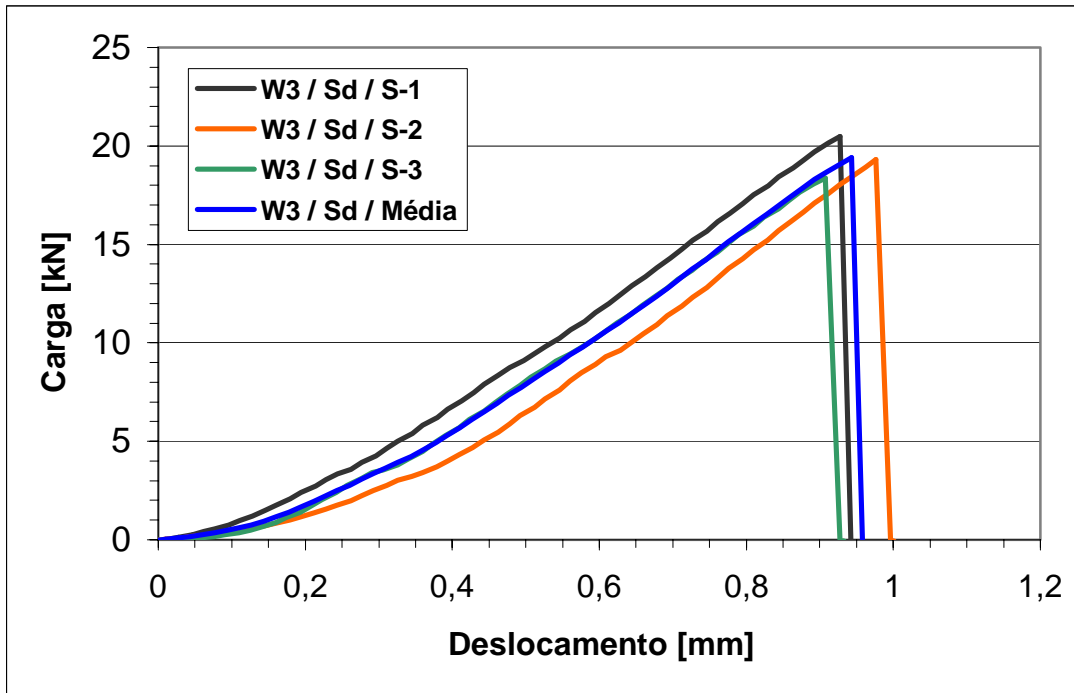


Figura 4.7 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente e curva de valores médios.

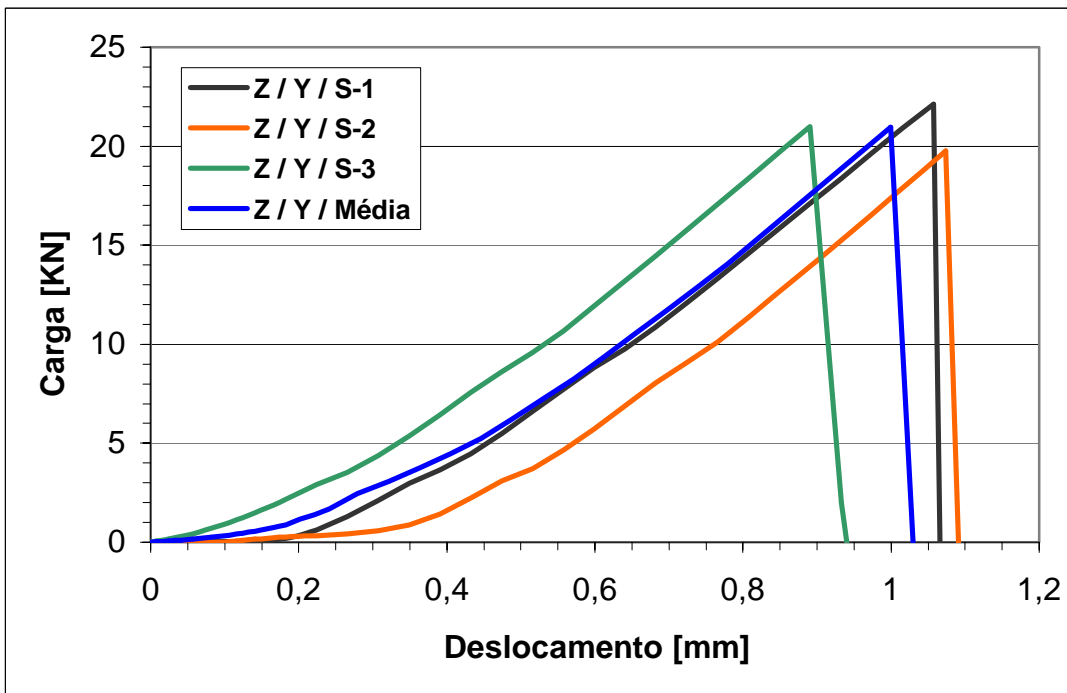


Figura 4.8 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 0% de fibra, ensaiados depois de submetidos ao **ciclo 1** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

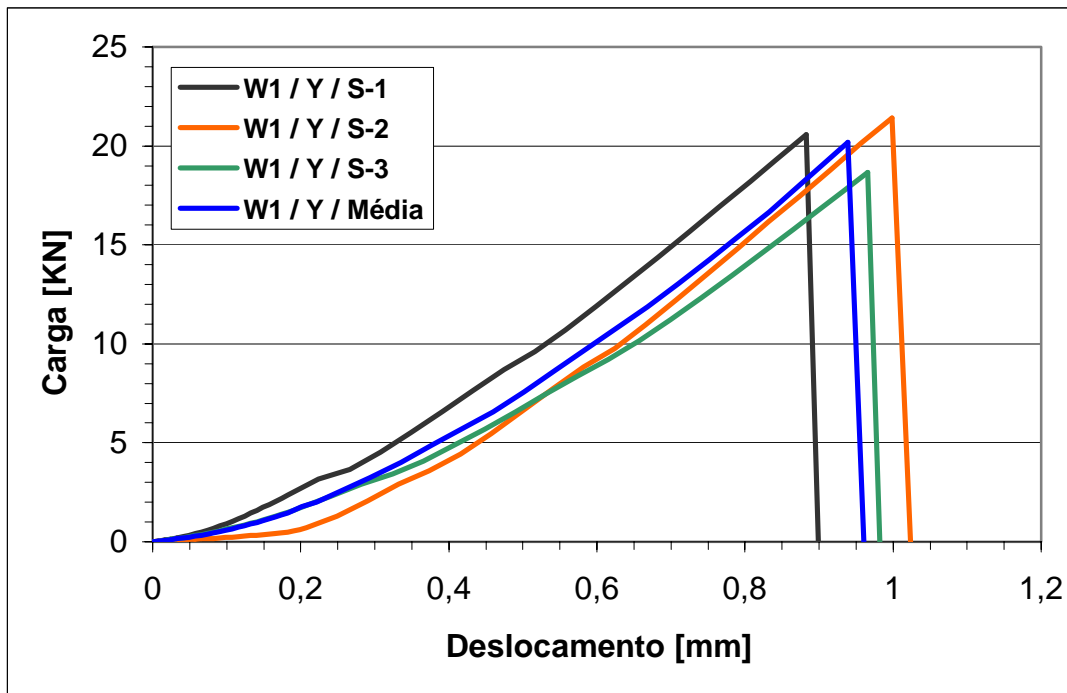


Figura 4.9 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 1% de fibra, ensaiados depois de serem submetidos à acção do **ciclo 1** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

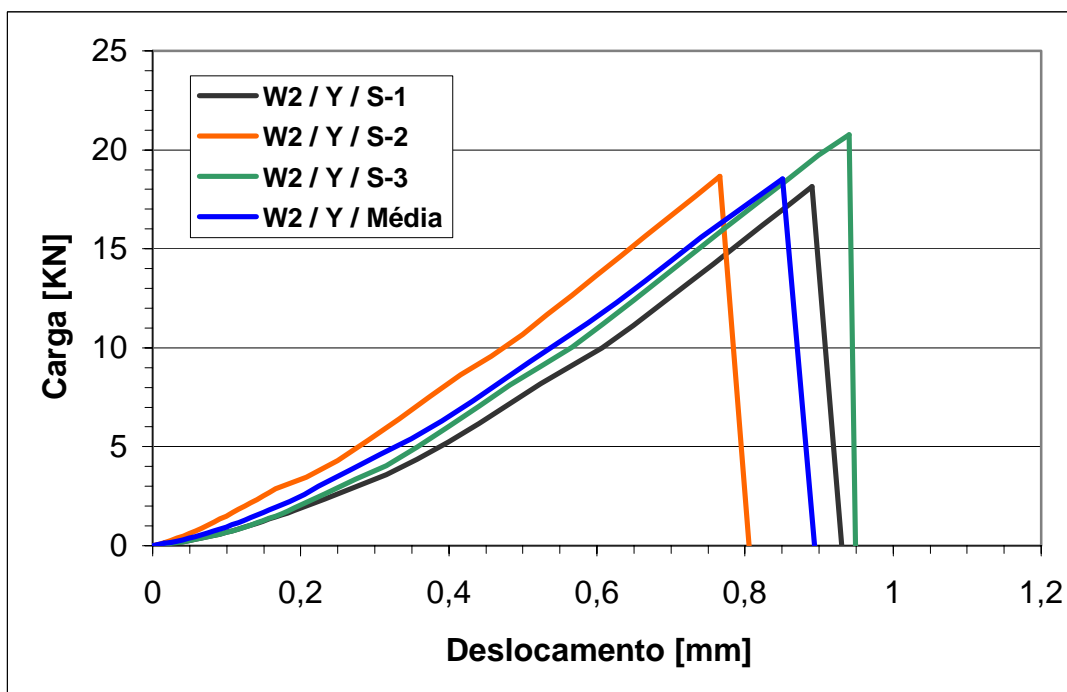


Figura 4.10 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 2% de fibra, ensaiados após terem sido sujeitos à acção do **ciclo 1** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

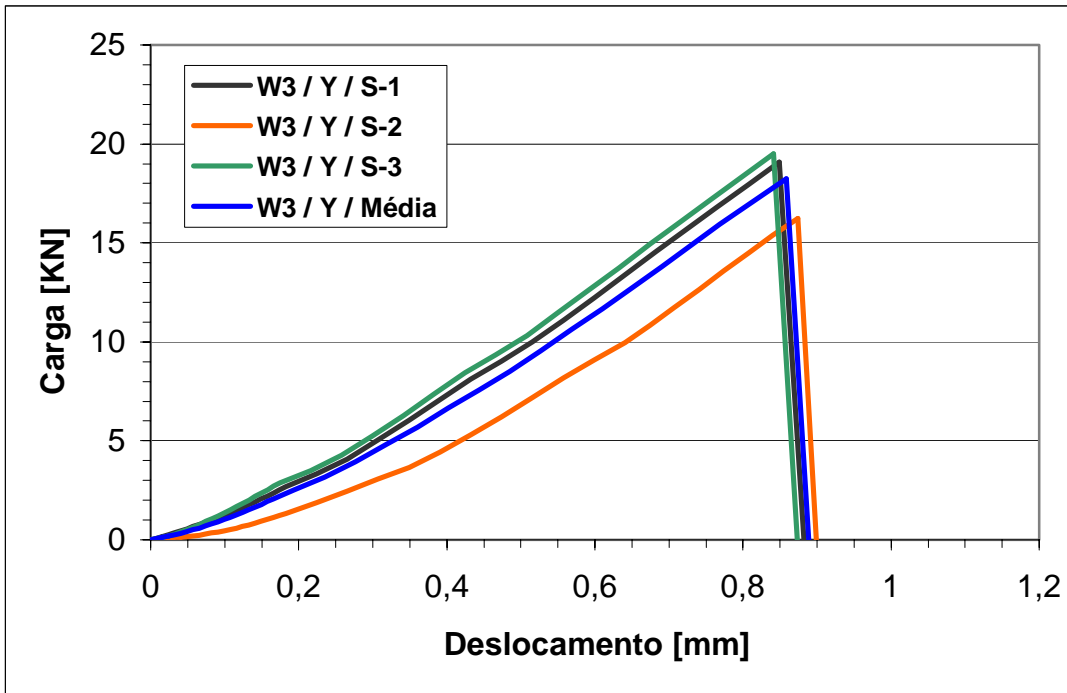


Figura 4.11 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados depois de sujeitos à acção do **ciclo 1** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

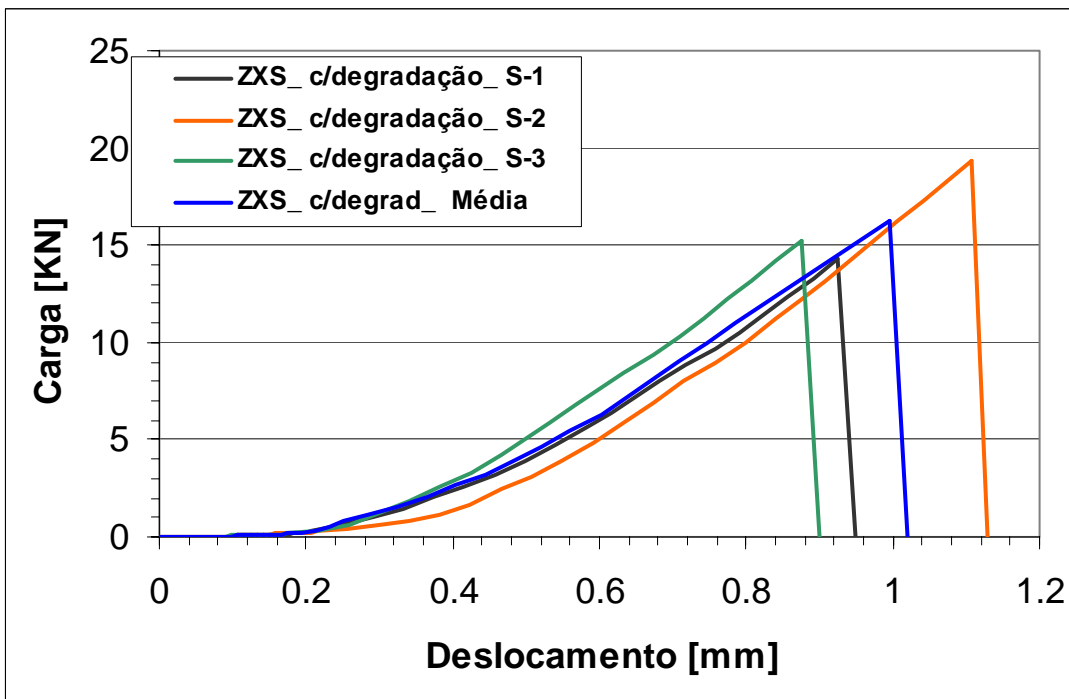


Figura 4.12 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 0% de fibra, ensaiados após degradação devida ao **ciclo 2** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

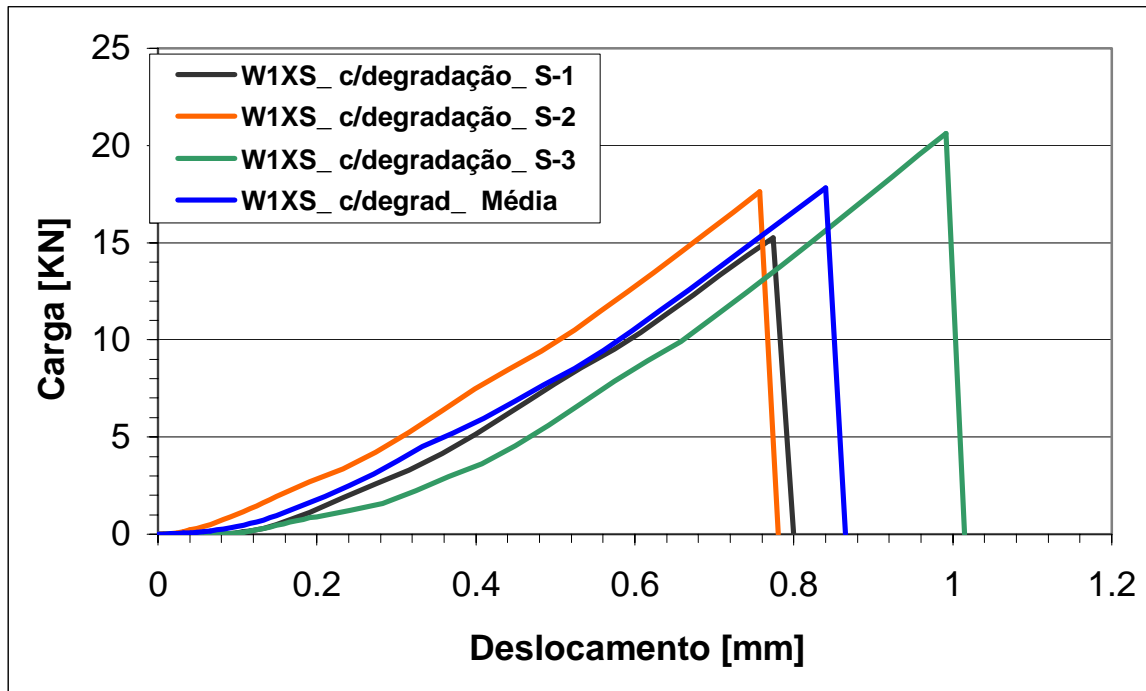


Figura 4.13 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 1% de fibra, ensaiados após terem sido sujeitos à acção do **ciclo 2** de fadiga térmica, e curva de valores médios .

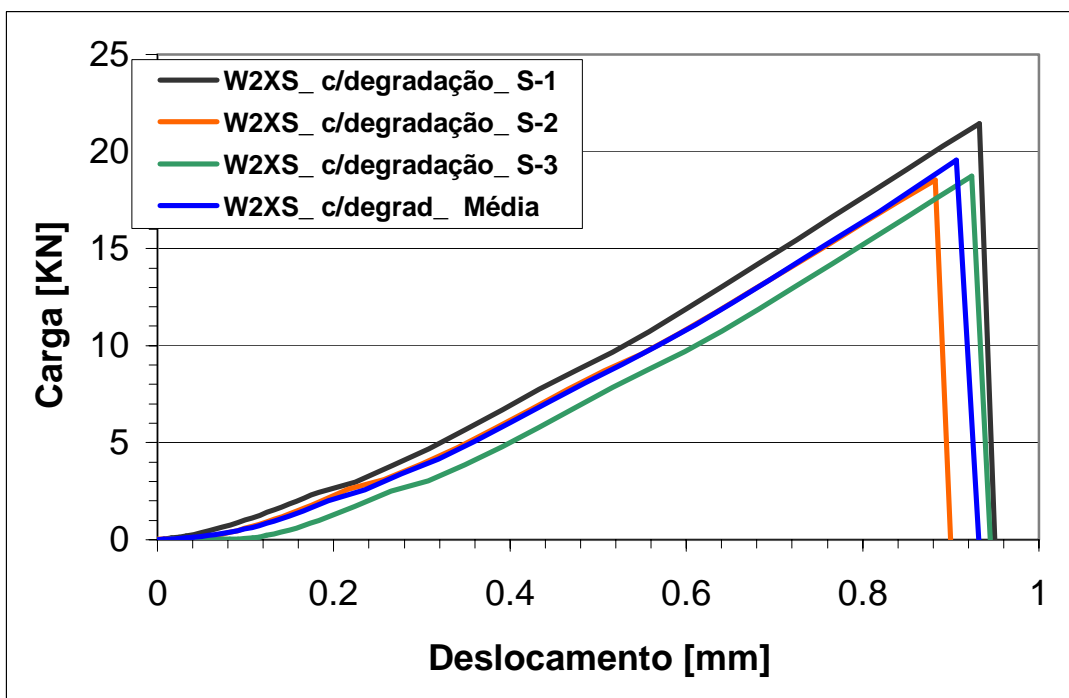


Figura 4.14 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 2% de fibra, ensaiados após terem sido submetidos ao **ciclo 2** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

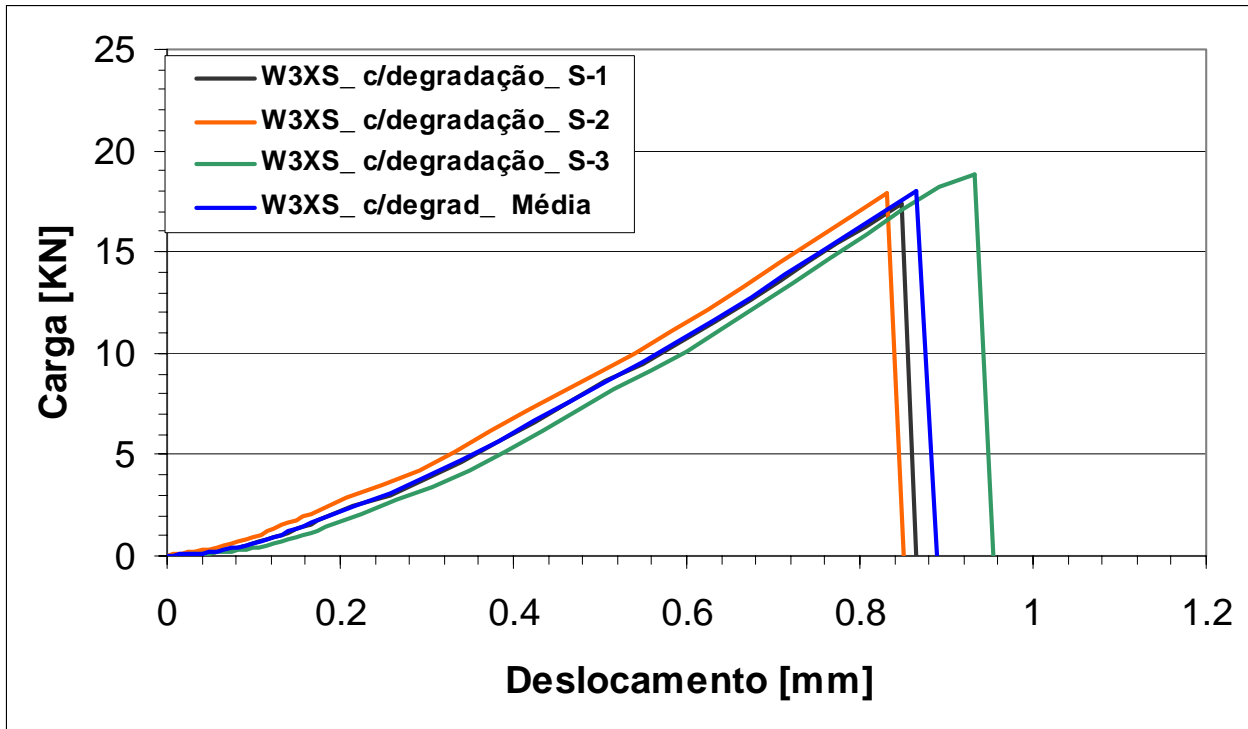


Figura 4.15 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados depois terem sofrido a acção do **ciclo 2** de fadiga térmica, e curva de valores médios.

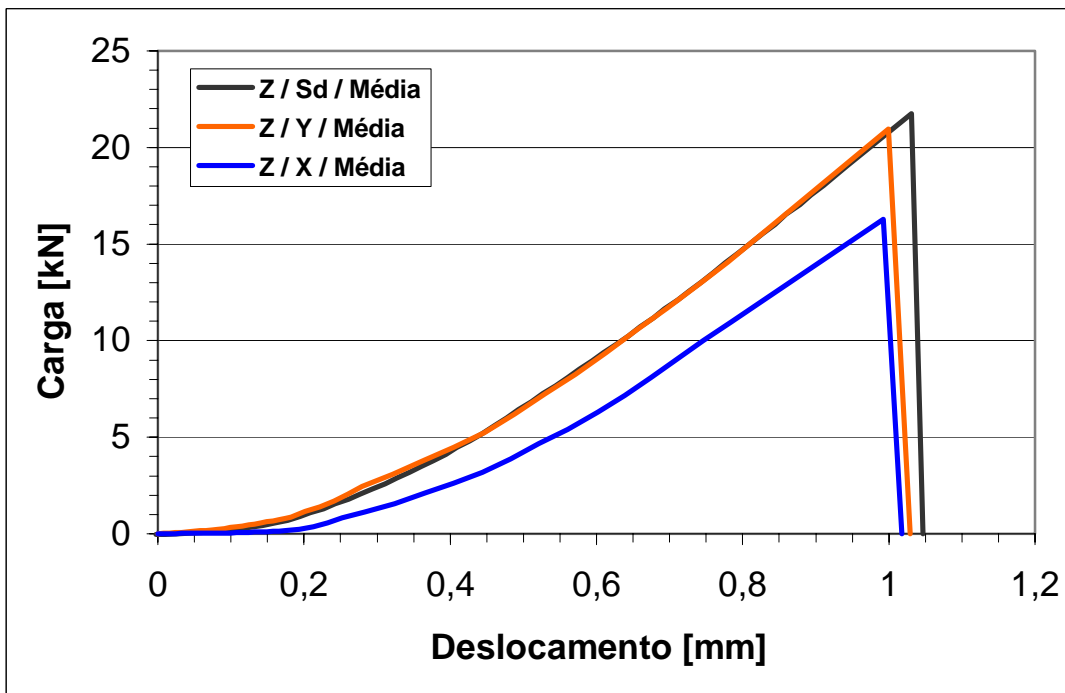


Figura 4.16 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 0% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (**Sd**) e após a aplicação dos **ciclos 1** e **2**, **Y** e **X** respectivamente.

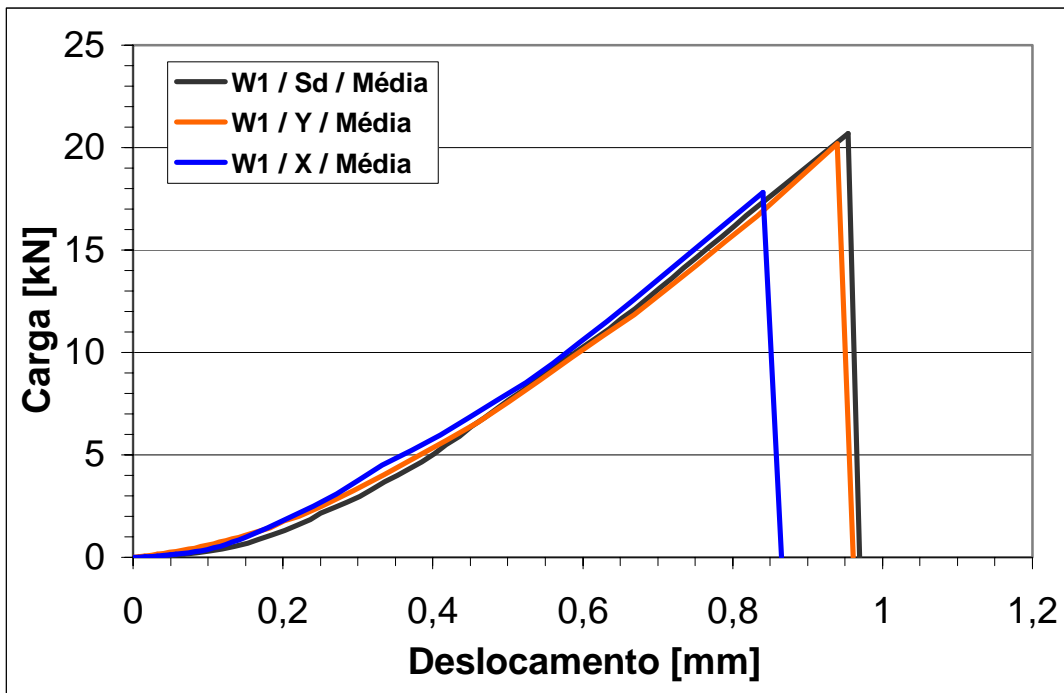


Figura 4.17 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 1% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos ciclos 1 e 2, Y e X respectivamente.

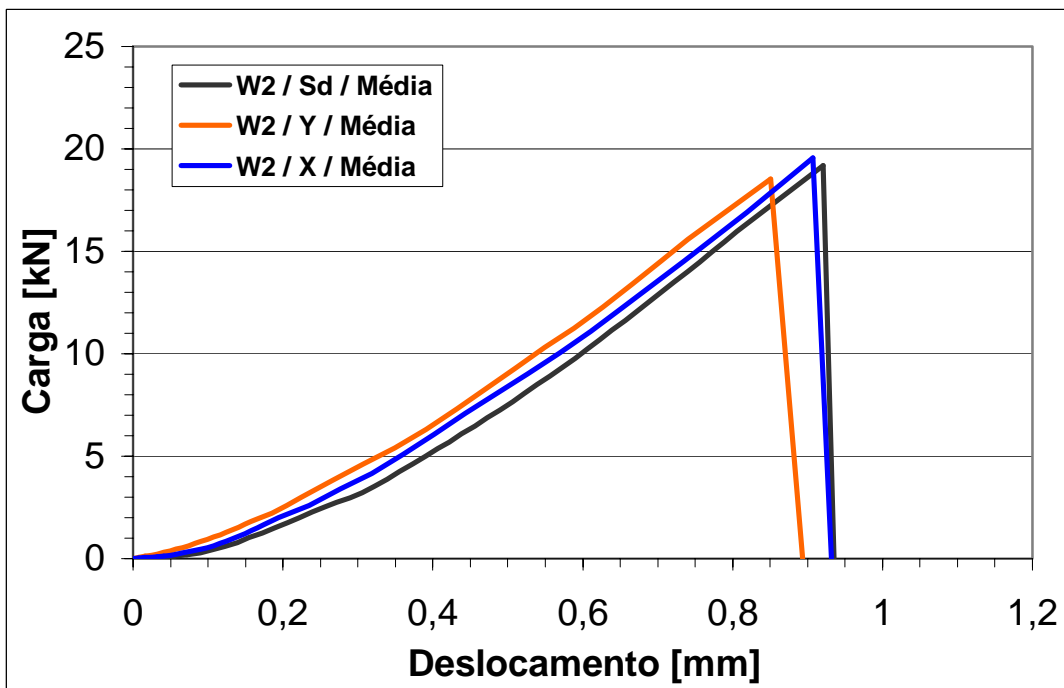


Figura 4.18 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 2% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos ciclos 1 e 2, Y e X respectivamente.

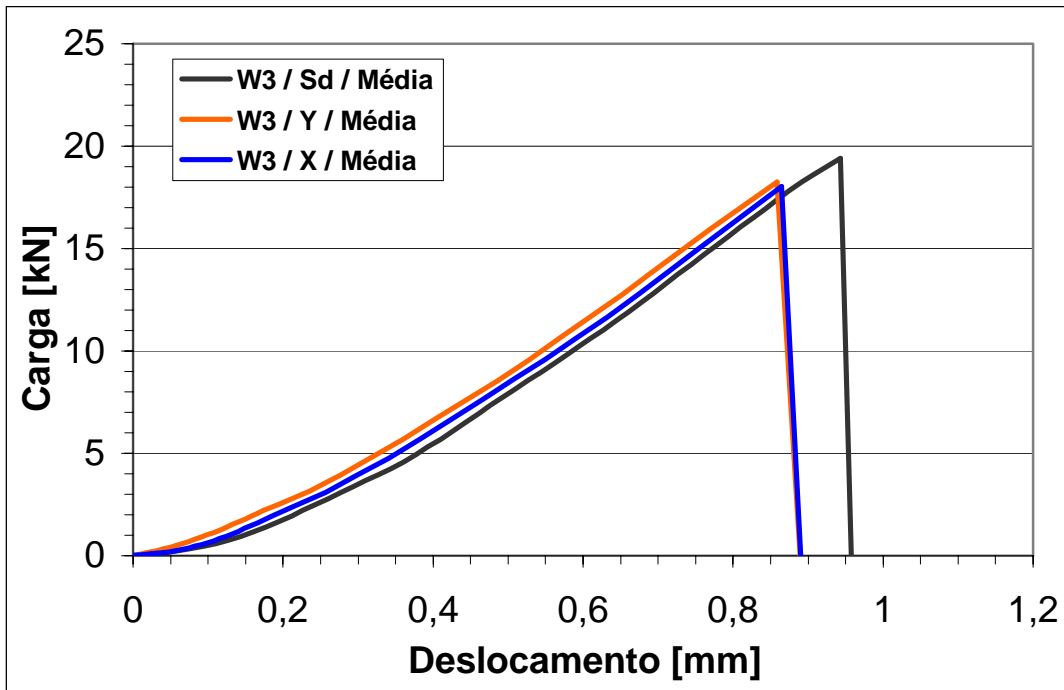


Figura 4.19 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, ensaiados à temperatura ambiente (Sd) e após a aplicação dos **ciclos 1** e **2**, Y e X respectivamente.

Na tabela 4.2 apresentam-se os valores médios das cargas máximas registadas nos ensaios de flexão em quatro pontos, nas diferentes condições ambientais, e os respectivos coeficientes de variação. Na tabela 4.3 indicam-se os mesmos valores em relação às características de resistência à flexão e do módulo de elasticidade à flexão.

Condições ambientais	Cargas Máximas (KN)							
	Sem fibra	CV (%)	1% de fibra	CV (%)	2% de fibra	CV (%)	3% de fibra	CV (%)
Temperatura ambiente, sem ciclo térmico (Sd)	21,75	- 1,0	20,71	- 0,4	19,18	+ 3,4	19,40	- 3,1
Ciclo 1 (Y) ; -10°C / +10°C – 100 ciclos	21,54		20,62		19,85		18,80	
Ciclo 2 (X) ; +20°C / +100°C – 150 ciclos	16,82		18,50		20,11		18,61	
		- 22,7		- 10,7		+ 4,6		- 4,1

Tabela 4.2 – Valores médios das cargas de rotura para os provetes com várias composições, ensaiados a diferentes condições ambientais e respectivos coeficientes de variação (CV); do **ciclo 1** e do **ciclo 2** relativamente aos ensaios realizados à temperatura ambiente, respectivamente.

Características estáticas à flexão	0% de Fibra			1% de Fibra			2% de Fibra			3% de Fibra		
	Sd	Y	X	Sd	Y	X	Sd	Y	X	Sd	Y	X
Resistência à flexão (MPa)	40,9	40,4	31,5	38,8	38,7	34,7	36,0	37,2	37,7	36,4	35,2	34,9
CV (%)	- 1,2 - 23			- 0,3 - 10,6			+ 4,5 + 3,2			- 3,3 - 4,1		
Módulo de Elasticidade à flexão (GPa)	13,7	13,9	10,9	13,7	14,6	14,2	14,3	14,6	14,4	13,4	13,9	13,9
CV (%)	+1,4 - 20,3			+ 5,9 + 3,5			+ 1,8 + 0,3			+ 3,6 + 3,6		

Tabela 4.3 – Valores médios da Resistência à flexão e do Módulo de elasticidade à flexão para os provetes com várias composições e ensaiados nas diferentes condições ambientais; Mostram-se, também, os respectivos coeficientes de variação resultantes da aplicação dos **ciclos 1 e 2** (**Y** e **X** respectivamente), tendo como referência o ensaio à temperatura ambiente, isto é, sem degradação (**Sd**).

Na figura 4.20 ilustra-se a variação da carga de rotura com a % de resina nas diferentes condições ambientais, a qual varia da mesma forma que a resistência à flexão (ver figura 4.22). Assim, a aplicação do **Ciclo 2** de fadiga térmica faz aumentar a resistência à flexão até 2% de resina, e a partir deste valor baixa ligeiramente, enquanto que, à temperatura ambiente e com a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica a resistência à flexão baixa com o

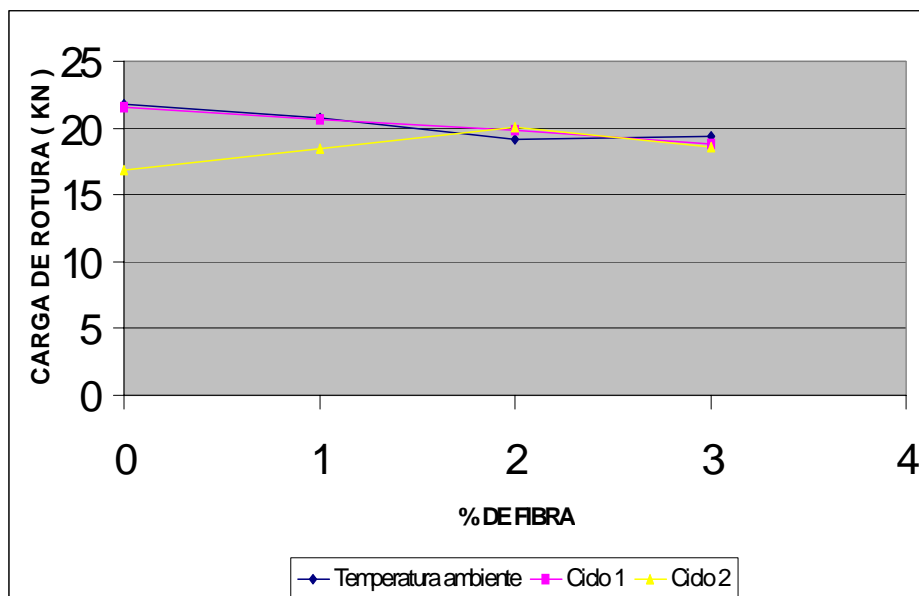


Figura 4.20 – Evolução dos valores médios da carga de rotura em função da % de fibra, antes e depois da aplicação dos ciclos de fadiga térmica.

aumento da % de resina até 2% do valor desta, sendo a queda mais acentuada à temperatura ambiente. Neste último caso e para valores superiores a 2% de fibra a resistência à flexão mantem-se praticamente constante, ao passo que, aplicando o **Ciclo1** a resistência à flexão continua a baixar até ao valor de 3% de fibra. Nos casos pontuais de 2 e 3% de fibra os valores da resistência à flexão são sensivelmente iguais, independentemente das condições ambientais.

Nas figuras 4.21, 4.23 e 4.24 mostram-se os gráficos de barras que traduzem os valores médios percentuais de degradação ou de melhoramento da carga máxima suportada pelos provetes no ensaio de flexão em quatro pontos, da resistência à flexão e do módulo de elasticidade à flexão, respectivamente, em relação à situação de não degradação (**Sd**), ou seja à temperatura ambiente.

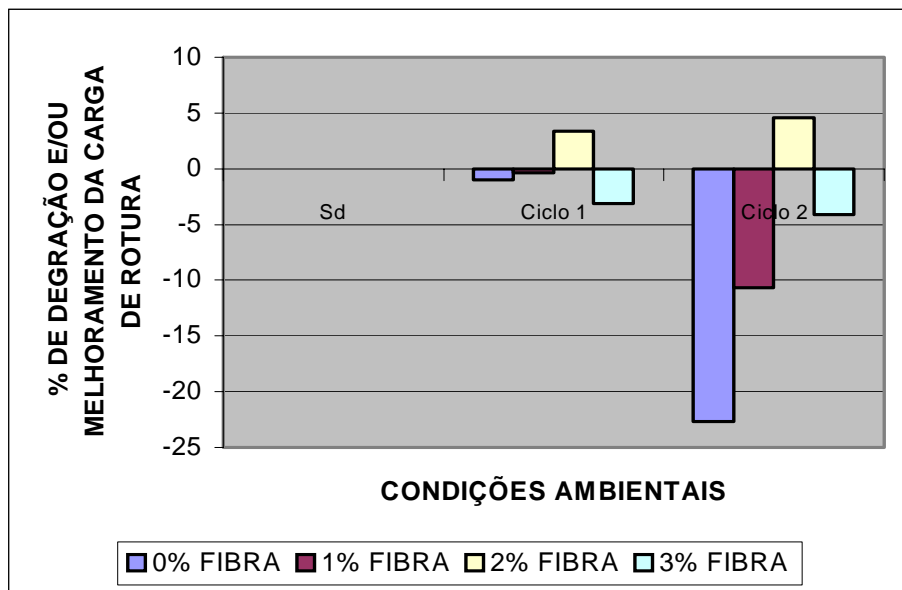


Figura 4.21 – Valores percentuais de degradação e/ou melhoramento da carga de rotura para as diferentes percentagens de fibra, depois da aplicação dos **ciclos 1** e **2** de fadiga térmica, e relativamente aos ensaio realizados à temperatura ambiente, isto é sem degradação (**Sd**).

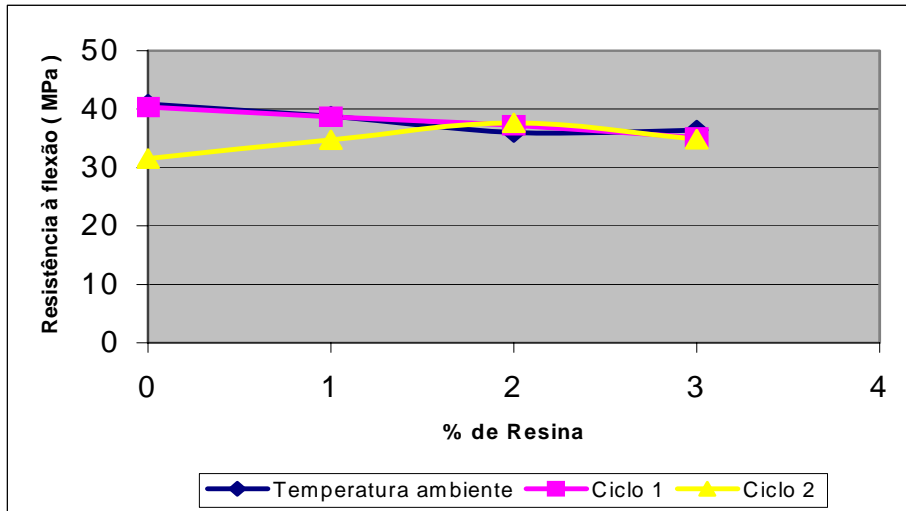


Figura 4.22 – Evolução dos valores médios de resistência à flexão nas diferentes condições ambientais.

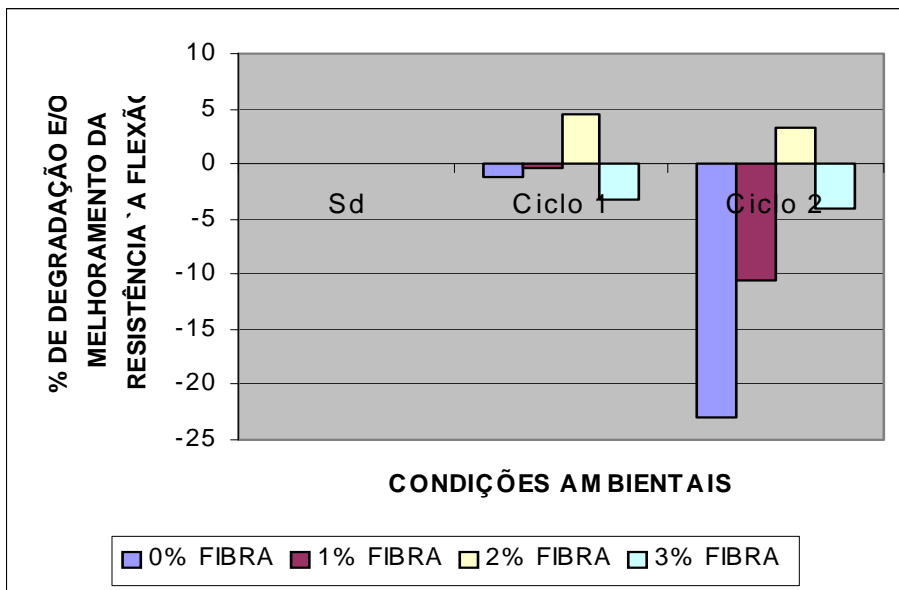


Figura 4.23 – Percentagem de melhoramento ou de degradação da resistência à flexão em função da % de resina e nas diferentes condições ambientais.

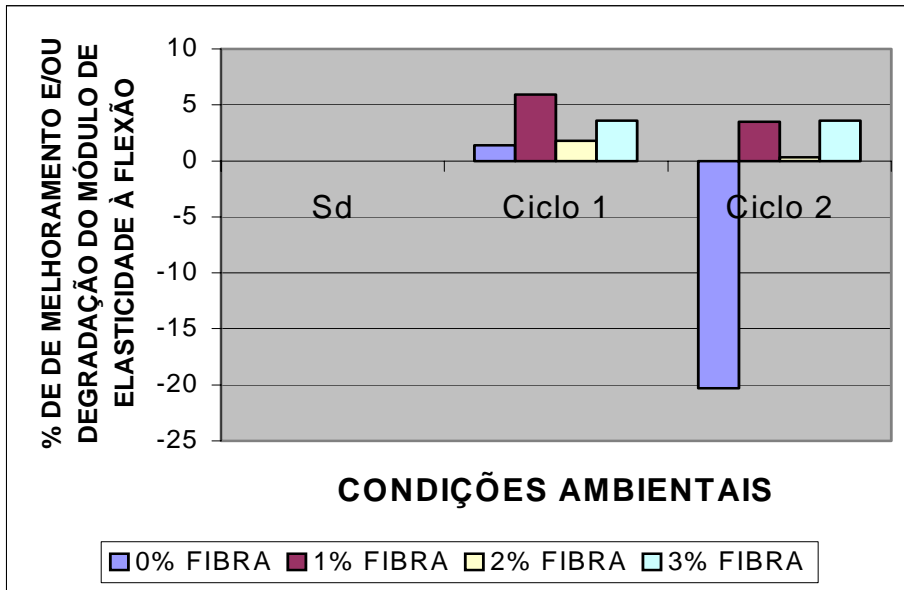


Figura 4.24 – Melhoria e/ou degradação dos valores do Módulo de elasticidade à flexão resultante da aplicação dos **ciclos** térmicos **1** e **2**, para as diferentes composições e tendo como referência a situação de não degradação (**Sd**).

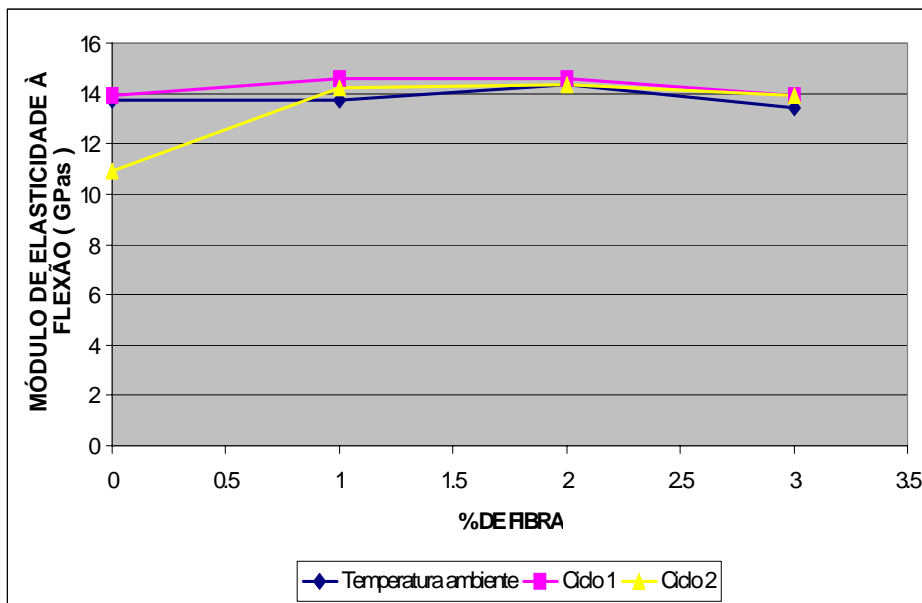


Figura 4.25 – Evolução dos valores médios do Módulo de elasticidade à flexão com a percentagem de fibra e nas diferentes condições ambientais.

Analisando os Gráficos das figuras 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19, e os resultados da tabela 4.3 verifica-se que a aplicação do **ciclo 1** de fadiga térmica provocou ligeiras quedas do valor da resistência à flexão que são de 1,2% para 0% de fibra, de 3,3% para 3% de fibra, de 0,3%

para 1% de fibra, e para 2% de fibra houve uma melhoria da resistência à flexão de 4,5%, o que significa que este material é resistente a aplicação de ciclos de congelação / descongelação sendo o betão mais estável aquele que tem 2% de fibra.

Quando o material é submetido à acção do **ciclo 2** de fadiga térmica regista-se uma queda acentuada (23%) do valor da resistência à flexão para o betão sem fibra, de 10,6% para o betão com 1% de fibra, de 4,1% para o betão com 3% de fibra e para o betão com 2% de fibra verificou - se uma melhoria de 3,2% da resistência à flexão, continuando a ser este betão o mais estável, também à aplicação de ciclos térmicos de alta temperatura. Tal facto poderá estar relacionado com a percentagem volúmica de fibra, embora esta não tenha uma orientação preferencial.

No que diz respeito ao módulo de elasticidade (ver tabela 4.3 e figura 4.25) o efeito dos ciclos térmicos foi de aumento do valor desta propriedade que vão de 1,4 a 5,9 %, isto consoante a % de fibra, com subidas mais intensas relativamente à aplicação do **ciclo 1**, que por ordem decrescente do seu valor se referem aos betões com 1% de fibra, com 3% de fibra, com 2% de fibra e com 0% de fibra, respectivamente. Para o betão sem fibra, o efeito do **ciclo 2** é de uma diminuição acentuada (20,3 %) do valor do módulo de elasticidade.

O comportamento é frágil com fractura súbita, apresentando a superfície de fractura um aspecto sinuoso e fibroso nos betões com fibra e pouco rugosa nos betões sem fibra (ver figuras 4.26 e 4.27) onde se pode confirmar o que se acaba de escrever quanto ao aspecto da superfície de fractura

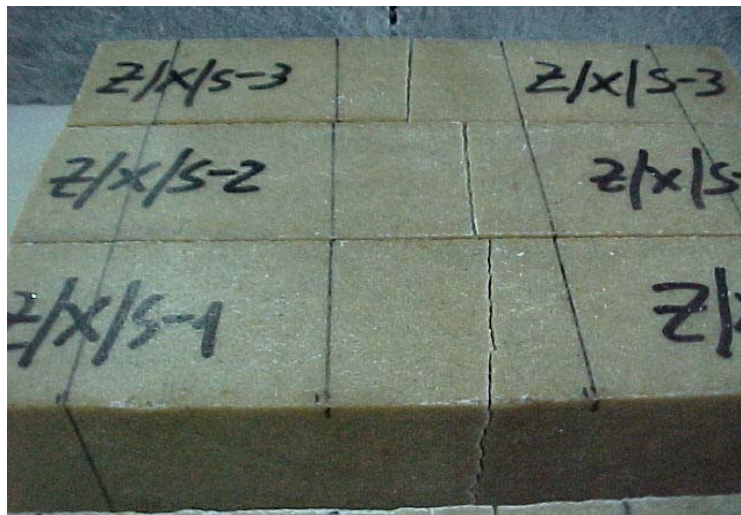


Figura 4.26 – Aspecto lateral da superfície de fractura em flexão estática dos provetes sem fibra após a aplicação do **ciclo 2** de fadiga térmica.

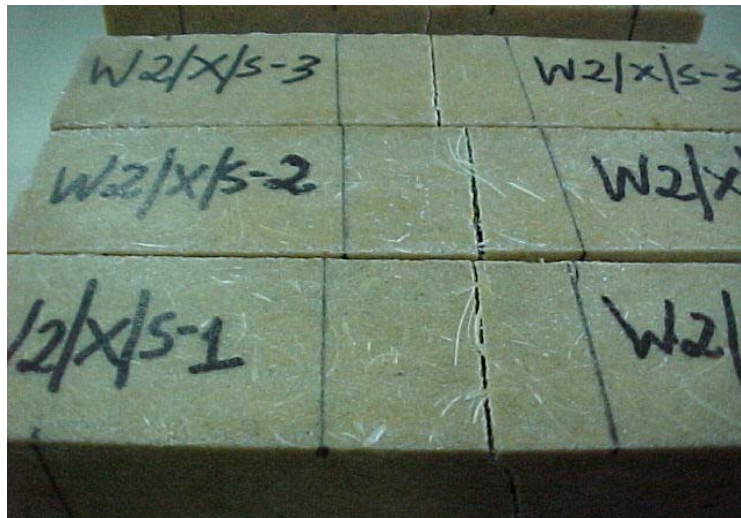


Figura 4.27 – Aspecto lateral da superfície de fractura em flexão estática dos provetes com 2% de fibra, após a aplicação do **ciclo 2** de fadiga térmica.

Procurando comparar a resistência à flexão do betão polimérico com a do betão de cimento Portland e o respectivo enquadramento dos valores experimentais medidos neste trabalho, apresenta – se a seguir a tabela 4.4.

Propriedades	Betão Polimérico	Betão de cimento Portland Paul [70]
Resistência à flexão (MPa)	4 – 50 (Sem fibra)	1,1 – 7,2 (Sem fibra)
Ciclos de congelação/ descongelação.	1600	700

Tabela 4.4 – Comparação de propriedades de resistência do betão polimérico com o betão de cimento Portland.

Observando a tabela anterior verifica-se que a resistência à flexão do betão de cimento é cerca de 3 a 7 vezes menor que a do betão polimérico. O valor da resistência à flexão para o betão polimérico de epóxico, sem fibra, estudado nesta experiência foi de 40,9 MPa, o qual se enquadra perfeitamente no intervalo de 4 a 50 MPa. Também se verifica que a resistência

a aplicação de ciclos de congelação / descongelação para o betão de cimento é cerca de menos de metade da resistência suportada pelo betão polimérico. Aliás, os resultados experimentais obtidos neste estudo revelam não haver degradação das propriedades de resistência com a aplicação do **ciclo 1** (- 10°C/ +10°C), a não ser com a aplicação do **ciclo 2** de fadiga térmica a alta temperatura (+ 20°C/ +100°C) para o betão polimérico sem fibra.

Todavia, adicionando fibra de vidro ao betão de cimento a resistência à flexão sobe ligeiramente denunciando a presença de alguma plasticidade [74], o que não acontece no betão polimérico investigado neste estudo, uma vez que a resistência à flexão diminui ligeiramente com a adição de fibra e o comportamento mecânico permanece frágil.

4.4 Conclusões do capítulo

- O comportamento mecânico do betão polimérico é frágil com fractura súbita, e a superfície de fractura é mais rugosa quando se adiciona fibra;
- O material mais resistente à flexão, à temperatura ambiente, é o betão sem fibra, embora seja o mais sensível ao efeito de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura;
- Dum modo geral, todos os betões (com e sem fibra) são resistentes a aplicação de ciclos de congelação / descongelação, como é o caso do **ciclo 1**;
- O betão com 2% de fibra é o mais estável à aplicação dos dois tipos de ciclos, onde se resistam melhorias significativas das propriedades de resistência.
- A resistência à flexão do betão polimérico é cerca de 6 vezes superior ao do betão de cimento Portland.

Capítulo 5**Comportamento à Fractura de Betões Poliméricos****5 COMPORTAMENTO À FRACTURA DE BETÕES POLIMÉRICOS****5.1 Metodologias de avaliação do comportamento à fractura****5.1.1 Introdução**

A avaliação da importância de defeitos exige o conhecimento da tenacidade do material, propriedade que caracteriza a resistência à propagação de fendas ou fissuras. A única maneira de obter a necessária informação sobre a tenacidade é realizar ensaios adequados. Embora os ensaios Charpy sejam tradicionalmente utilizados de modo a evitar a fractura frágil em aços estruturais, não existe correlação satisfatória entre os resultados dos ensaios Charpy e o valor real da tenacidade baseado em conceitos da mecânica da fractura [75].

Os ensaios em materiais de construção metálica para a determinação da tenacidade em estado plano de deformação (epd) encontram-se normalizados, designadamente pela American Society for Testing and Material [76], e pela British Standards Institution [77].

O factor de intensidade de tensão ocupa um lugar central em problemas de propagação instável de fissuras, mas também em problemas de propagação estável, como por exemplo em situações de fadiga e daí o interesse em conhecer as técnicas possíveis para determinação deste factor, mormente técnicas analíticas, numéricas e experimentais [75].

À semelhança do que se passa com a generalidade das ligas metálicas de alta resistência, normalmente com um comportamento muito pouco dúctil ou com qualquer material frágil, os betões de cimento, sobretudo os betões simples sem reforço e os betões poliméricos têm um comportamento essencialmente linear elástico, e daí o domínio de validade da aplicação da mecânica da fractura linear elástica [74]. No entanto, quando o betão é reforçado com fibra pode ocorrer uma apreciável ductilidade durante a fractura, invalidando a aplicação da mecânica da fractura linear elástica depois de ter ocorrido fendilhação, mas tudo depende da formulação, das condições de cura, da

temperatura de realização do ensaio, da velocidade de carga, natureza e forma da solitação, do tipo e percentagem de fibra e ainda se o betão sofreu ou não fadiga térmica em determinadas condições ambientais, secas ou húmidas, ou ainda quando exposto a ambientes corrosivos [78].

A aplicação da mecânica da fractura linear elástica ao betão foi primeiramente estudada por Kaplan [79] em 1963 e desde então realizaram - se um elevado número de ensaios visando examinar a aplicabilidade da mecânica da fractura linear elástica ao betão [79].

5.1.2 Método experimental para a determinação da energia de fractura de argamassas e betões por meio da realização de ensaios de flexão em três pontos de vigas entalhadas

A recomendação RILEM [79] recomenda especificamente um método para a determinação da energia de fractura G_f de argamassas e betões, mediante a realização de ensaios estáveis de flexão em três pontos de vigas entalhadas. Define-se energia de fractura como sendo a quantidade de energia que é necessária para criar uma unidade de área da fenda, entendendo-se por esta área, a área projectada num plano paralelo à direcção principal da fenda. As vigas usadas neste ensaio possuem um entalhe central de acordo com a figura 5.1 As dimensões da viga dependem do tamanho máximo do agregado $D_{máx}$ conforme tabela 5.1.

O entalhe deve ter uma profundidade de metade do valor da espessura das vigas (mais ou menos 5mm).

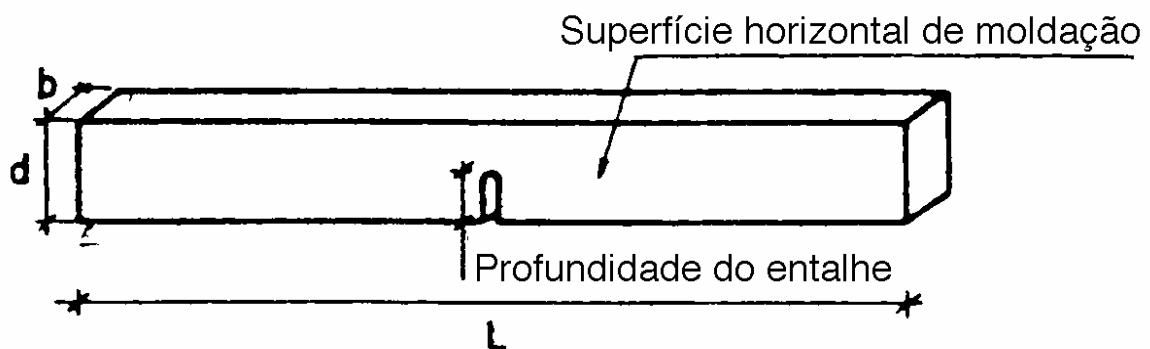


Figura 5.1 – Geometria das vigas usadas neste ensaio

$D_{\text{máx}}$ (mm)	Altura d (mm)	Largura b (mm)	Comprimento L (mm)	Vão I (mm)
1 - 16	100 + ou - 5	100 + ou - 5	840 + ou - 5	800 + ou - 5
16,1 - 32	200 + ou - 5	100 + ou - 5	1190 + ou - 5	1130 + ou - 5
32,1 - 48	300 + ou - 5	150 + ou - 5	1450 + ou - 5	1385 + ou - 5
48,1 - 64	400 + ou - 5	200 + ou - 5	1640 + ou - 5	1600 + ou - 5

Tabela 5.1 – Dimensões das vigas em função do tamanho do agregado [79]

A máquina de ensaio tem controle servo hidráulico de ciclo fechado com um nível de rigidez compatível com as dimensões do provete, por forma a garantir a realização de ensaios com estabilidade e precisão, sendo aplicada uma carga estável e verificando-se uma lenta variação da taxa de deformação durante todo o ensaio. Se alguma instabilidade ocorrer durante o decurso do ensaio, o deslocamento da abertura da boca da fenda (CMOD- Crack Mouth Open Displacement) deve servir para controlar a taxa de deformação. Os suportes e distribuição da carga são de tal modo que as forças que actuam na viga se determinam estaticamente de harmonia com a figura 5.2.

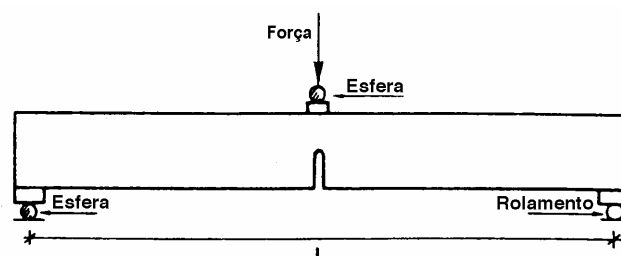


Figura 5.2 – Suportes e distribuição do carregamento

A deformação no centro da viga deve ser determinada com base numa linha entre dois pontos da viga, sobre os suportes, e recomenda-se que seja medida com uma prescrição mínima de 0,01mm.

O ensaio é feito a uma taxa de deformação aproximadamente constante, a qual é escolhida de tal modo que a carga máxima actue cerca de 30 a 60 segundos depois do início do ensaio, e são registadas quer a deformação no centro da viga, quer a correspondente carga até ao colapso. O peso da viga e o peso inerente ao arranjo do carregamento não são adicionados à máquina de ensaio mas devem ser determinados.

A área de ligação A_{lig} é a área de projecção na zona de fractura num plano perpendicular ao eixo da viga e recomenda-se que, o comprimento L , assim como o vão

I da viga sejam medidos com uma aproximação de 1mm durante o ensaio. A figura 5.3 apresenta o gráfico típico carga versus deformação e a linha a tracejado representa a correcção de eventuais não linearidades. A energia w_0 dada pela área situada entre a curva e o eixo das deformações, e a deformação δ_0 são determinadas no final da fractura. A energia de fractura é dada pela equação:

$$G_f = (W_0 + mg\delta_0) / A_{lig} \quad [N/m \text{ ou } J/m^2] \quad (4)$$

Sendo:

- w_0 a área de acordo com a figura 5.3 em N/m;
- $m = m_1 + 2 m_2$ (Kg); m_1 é o peso da viga entre os dois suportes, calculado como o peso da viga multiplicado por I / L e m_2 é o peso que diz respeito ao manejo do carregamento;
- g é a aceleração da gravidade e é igual a $9,8 \text{ m/s}^2$;
- δ_0 é a deformação correspondente à fractura final do provete em (m) e A_{lig} é a área de ligação já definida atrás em (m^2) [80].

A medida da energia de fractura pelo procedimento RILEM TC – 50 [83] providencia valores diferentes consoante o tamanho do provete, o que leva a considerar a possibilidade de G_f ser um parâmetro do material. Todavia, importa invocar e averiguar possíveis fontes de erros experimentais quando se aplica esta proposta da RILEM, designadamente a dissipação aparente de energia por histerese no equipamento de ensaio e a energia nos suportes laterais. Guinea et al [81] concluíram em ambos os casos que outras fontes de dissipação de energia são operativas ou que G_f não pode ser considerada como uma propriedade do material.

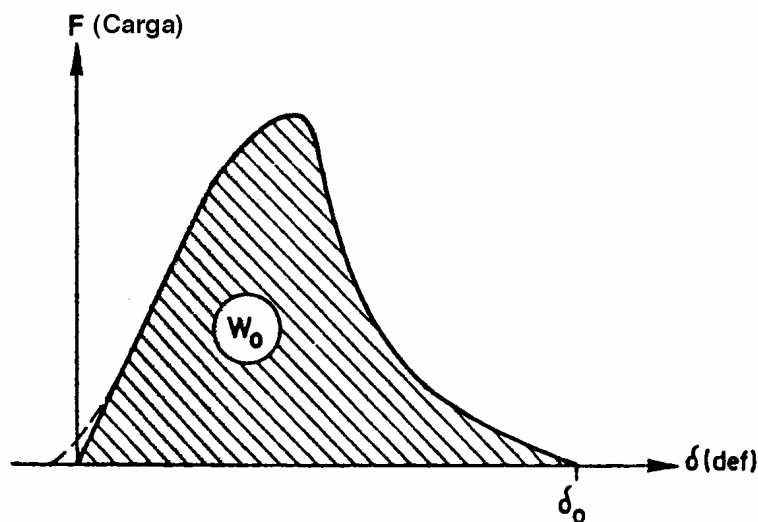


Figura 5.3 – Curva carga vs. deformação

5.1.2.1 Factores que influenciam a medida da energia de fractura

i) Efeito de tamanho

O efeito de tamanho pode desaparecer melhorando os métodos experimentais adoptados, e apontando para o efeito algumas fontes de erros experimentais, nomeadamente os resultados da análise do equipamento de ensaio, as características da viga e o procedimento experimental, que aumentam o valor de G_f .

ii) Comportamento histerético do equipamento experimental

O fenómeno de histerese devido ao equipamento de ensaio constitui, aparentemente, uma dissipação de energia, que pode ter origem na:

- Dissipação de energia mecânica propriamente dita (devido à existência de juntas inelásticas na medida do deslocamento, por exemplo);
- Histerese do transdutor (devido ao acoplamento de histerese electrónico dos amplificadores e condicionadores de sinal); e
- Histerese do registador (também electrónica ou mecânica).

Este efeito depende normalmente da carga máxima e deve introduzir um falso e adulterado efeito de tamanho em G_f .

Uma técnica de avaliação da influência desta histerese consiste em ensaios normalizados em materiais, cuja resposta linear elástica seja bem conhecida no intervalo esperado de carregamento.

Mediante a realização de ensaios em betão verificou-se que o equipamento experimental contribui em menos de 0,6% para a medida de G_f , embora este efeito possa não ser negligenciado à priori, e recomenda-se, neste caso, que se proceda à calibração dos ensaios de modo a simular o ensaio normalizado.

iii) Procedimento na preparação dos provetes

O modo de preparação dos provetes pode influenciar o valor de G_f embora não se tenha observado uma clara diferença entre os resultados de vigas entalhadas com e sem

pré-fendilhação, e a mesma conclusão se retira relativamente a vigas moldadas e serradas à largura da placa.

vi) Procedimento experimental

Esta influência explica-se pela dissipação de energia nos suportes rolantes da viga. Se os suportes laterais são fixos, a dissipação por fricção pode introduzir erros elevados na avaliação da medida da energia de fractura, e portanto só devem ser aceites ensaios com suportes de rolamento para medir G_f e mesmo assim é preciso contabilizar este efeito, o qual depende do tamanho da viga. A referência [81] descreve um método para estimar razoavelmente este efeito com base na cinemática simplificada do corpo rígido.

Atendendo a que, sempre que a medida de G_f aumenta mais de 50% quando o tamanho da viga cresce três vezes deve concluir-se que estas correcções não são suficientes para manter um valor constante da energia de fractura. Isto significa que outras fontes de dissipação de energia estão operativas ou que G_f não pode ser encarada como uma propriedade do material.

Mindess [82] estudou a influência do efeito de tamanho da viga sobre a energia de fractura do betão realizando ensaios de flexão em três pontos de vigas entalhadas, de diversas dimensões, que variaram de $100 \times 100 \times 840 \text{ mm}^3$ a $400 \times 400 \times 3360 \text{ mm}^3$ e concluiu que os valores da energia de fractura G_f e do factor de intensidade de tensão crítico K_{IC} no Modo I de carregamento aumentaram consideravelmente com o aumento da largura das vigas ensaiadas. Mesmo incluindo o peso próprio das vigas nos cálculos, isso introduziria diferenças muito pequenas no cálculo de G_f .

5.1.3 Métodos experimentais para a determinação da tenacidade à fractura baseados no cálculo do factor intensidade de tensão

5.1.3.1 Generalidades

Em mecânica da fractura a resistência de um material à propagação de fendas traduz a sua tenacidade à fractura. Existem duas abordagens principais para determinar esta propriedade num material: a abordagem do balanço energético do material, a qual permite conhecer a taxa de libertação crítica da energia de deformação G_c , e a abordagem da intensidade de tensão que nos dá o valor do factor de intensidade de

tensão K_c . No caso de materiais elásticos, homogêneos e isotrópicos, G_c e K_c estão relacionados pelas equações:

$$K_c^2 = E.G_c \quad (ept) \quad (5)$$

$$K_c^2(1-\nu^2) = E.G_c \quad (epd) \quad (6)$$

Onde E é o módulo de Young e ν o coeficiente de Poisson do material [74]. Na figura 5.4 mostram-se várias curvas típicas carga versus deflexão obtidas em ensaios de fractura para vários betões de cimento. Nestes gráficos pode observar-se que uma grande quantidade de “ductilidade” ocorre durante a fractura no caso de betões reforçados com fibra o que invalida a aplicação da mecânica da fractura linear elástica, depois de ter ocorrido fendilhação [78]. Portanto, tratando-se de betões sem reforço tem apenas interesse a porção do gráfico carga versus deflexão, representada na figura 5.4 por \overline{OA} , já que aqueles têm um comportamento essencialmente linear elástico incluindo os betões poliméricos sem reforço e à temperatura ambiente. Se os betões forem reforçados com fibra, terão que ser usados outros métodos de ensaio fora do domínio da mecânica da fractura linear elástica, uma vez que a deformação plástica na ponta da fenda já não é desprezável e já não se situa na região elástica.

A seguir descrever-se-ão as principais metodologias de avaliação da tenacidade à fractura assentes nas abordagens atrás referidas, e referir-se-ão as técnicas experimentais e numéricas, bem como os métodos mistos que lhe estão subjacentes.

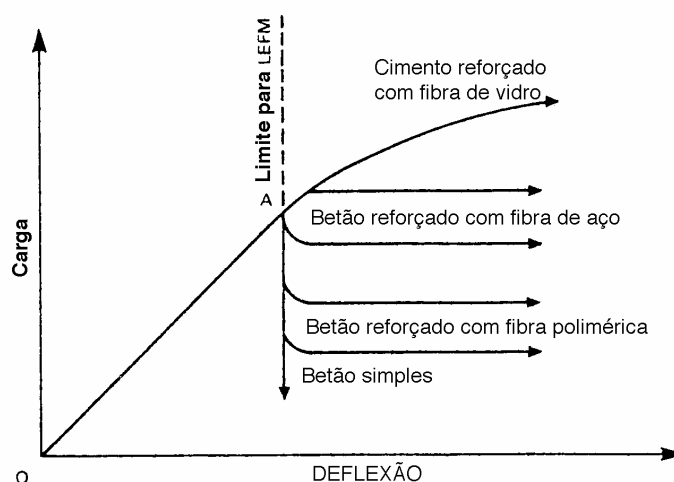


Figura 5.4 – Gráficos típicos carga vs. deflexão obtidos em ensaios de fractura para vários betões de cimento

5.1.3.2 Método do CMOD

Utilizando a mecânica da fractura linear elástica, a relação entre o deslocamento elástico da abertura da boca da fenda CMOD^e e o correspondente comprimento da fenda a , em flexão em quatro pontos é dada por [83].

$$CMOD^e = 4\sigma a V(\alpha) / E' \quad (7)$$

Onde σ é a tensão aproximada dada por $(6M / b d^2)$ sendo M o momento flector puro aplicado a uma viga de comprimento L e de secção transversal $(b \times d)$, α é igual a $(a + a_0) / (d + H_0)$ com H_0 é igual à espessura da placa onde se prende o Clip-Gauge e E' é igual ao módulo de Young E em estado plano de tensão e $E / (1 - \nu^2)^{0.5}$ em estado plano de deformação, onde ν é o coeficiente de Poisson do betão. Uma fórmula empírica com 1% de segurança, qualquer que seja o valor do comprimento inicial do entalhe a , pode ser utilizada no cálculo de $V(\alpha)$ [83] e é expressa por:

$$V_{(\alpha)} = 0,8 - 1,7(\alpha) + 2,4(\alpha)^2 - 0,66/(1 - \alpha)^2 \quad (8)$$

Uma vez que durante o crescimento lento da fenda o CMOD^e pode ser determinado para vários níveis de carregamento é então possível determinar o respectivo comprimento da fenda, tornando-se necessário recorrer a um diagrama esquemático carga versus CMOD que se mostra na figura 5.5. O valor do CMOD^e é obtido por descarregamento do provete a 95% do valor do pico da carga [84-86].

O comprimento efectivo da fenda a_e é determinado recorrendo a um procedimento numérico iterativo através da seguinte relação:

$$a_e = a_i (C_u / C_i) \cdot [V(a_i) / V(a_e)] \quad (9)$$

Onde C_i e C_u são a compliance inicial ($C_i = CMOD / P$) e de descarregamento, respectivamente, e a_i é o comprimento inicial da fenda.

Então, o comprimento efectivo da fenda a_e pode ser utilizado para determinar o valor efectivo de K_I (factor de intensidade de tensão no modo I de carregamento), por meio da equação:

$$K_I = 6Ma^{1/2} \cdot Y(a/d) / bd^2 \quad (10)$$

Onde

$$Y(a/d) = 1,99 - 2,47(a/d) + 12,97(a/d)^{1/2} - 23,17(a/d)^3 + 24,80(a/d)^4 \quad (11)$$

e M é o momento flector puro aplicado. As vigas ensaiadas são prismáticas de comprimento L , altura d e com entalhe a meio vão de comprimento a e largura b , sendo esta igual à altura.

O valor limite de K_I é o factor de intensidade de tensão crítico (K_{IC}), também chamado tenacidade à fractura, no momento em que se estabelece a relação entre K_I e a variação da profundidade do entalhe.

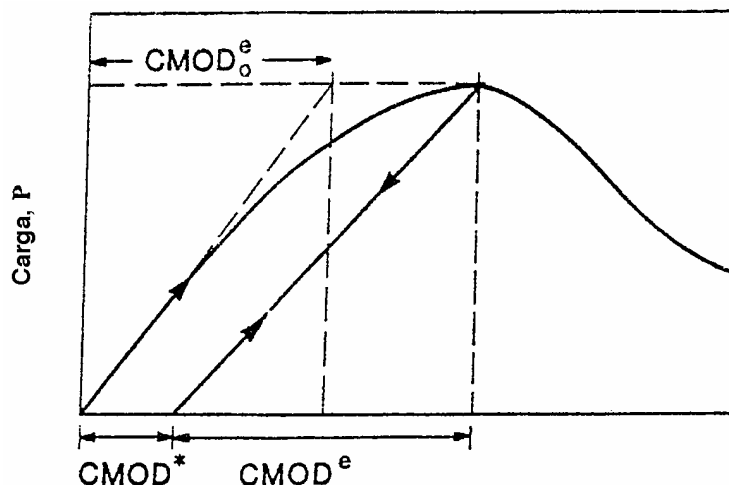


Figura 5.5 – Resposta esquemática carga vs. CMOD, indicando características de carregamento e descarregamento

5.1.3.3 Método da profundidade inicial do entalhe

De acordo com a Norma ASTM E 399, o valor da carga crítica que permite obter um valor válido e credível de K_I é determinada com base nos gráficos carga versus deslocamento, através da linha secante com uma inclinação de 95% do valor do declive da tangente inicial (ver figura 5.5). Em alternativa, o valor da carga máxima é utilizada no cálculo do valor de K_I , o qual pode resultar ligeiramente maior. No entanto, tendo por base uma abordagem similar é possível determinar o factor de intensidade de tensão para materiais cimentosos [88]. Assumindo uma viga de secção transversal $b \times d$ cujo valor do comprimento inicial do entalhe é a , o factor intensidade tensão é calculado usando a equação (10) para a flexão em quatro pontos [87].

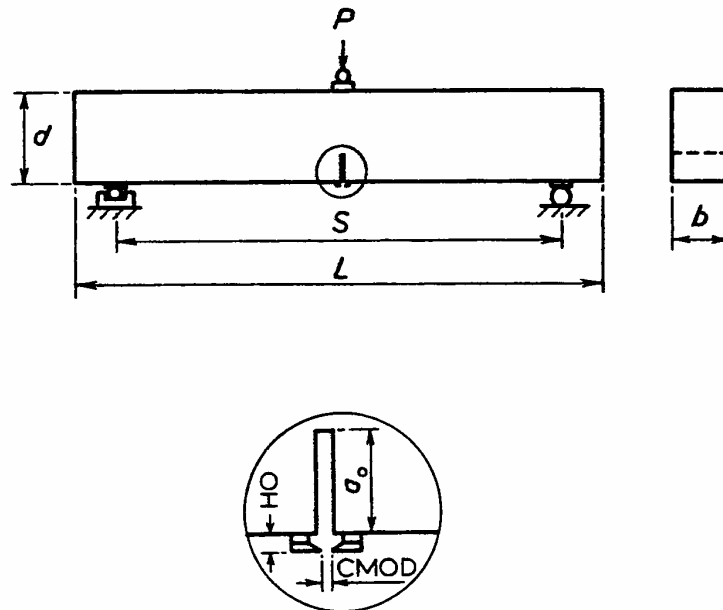
O factor de intensidade de tensão crítico K_{IC} é o valor limite de K_I quando este é relacionado com a variação da profundidade do entalhe.

5.1.3.4 Método a dois parâmetros

Realizando ensaios de flexão em três pontos de vigas entalhadas feitas de argamassas e betões é possível determinar o valor do factor de intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S e do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda $CTOD_C$. Aquele factor é definido como o factor de intensidade de tensão calculado na ponta efectiva e crítica da fenda recorrendo à medida da carga máxima, e $CTOD_C$ é definido como o deslocamento da abertura da ponta da fenda original do entalhe da viga, medindo a carga máxima e o comprimento efectivo crítico da fenda. O conhecimento destes dois parâmetros e, também, o valor do módulo de Young E é suficiente para caracterizar a resistência à fractura e a dissipação de energia de betões e argamassas [89].

Recorrendo a uma máquina de ensaio em ciclo fechado e colocando um Clip gauge consegue-se o registo contínuo do deslocamento da abertura da boca da fenda $CMOD$ e a carga aplicada. Alternativamente, pode usar-se um LVDT embora quando se use o Clip-gauge o valor de $CMOD$ deva ser medido no centro do entalhe para minimizar possíveis erros causados pela excentricidade. A figura 5.6 mostra a geometria da amostra e a configuração do ensaio.

A taxa de carregamento é controlada de modo a manter uma taxa de incremento constante do valor de $CMOD$ (ou da deflexão, dado que, o pico de carga é atingido em cerca de 5 minutos), o que é válido quando o nível de carga máxima é cerca de 95% do pico de carga, como mostra a figura 5.7. O recarregamento é feito quando a carga se reduz a zero e a taxa de carregamento e de recarregamento não deve ser a mesma que a taxa de carregamento inicial, e além disso cada ciclo de carregamento e de descarregamento não deve durar mais de um minuto para apenas um ciclo de carregamento durante o ensaio.



Legenda:

P– Carga; **L** – Comprimento da viga; **S** – Vão do carregamento;
d – Altura da amostra; **b** – largura da amostra; **a₀**– Profundidade inicial do entalhe **H₀**
 é a espessura das chapas onde se prende o Clip-gauge.

Figura 5.6 – Configuração do ensaio e geometria da viga

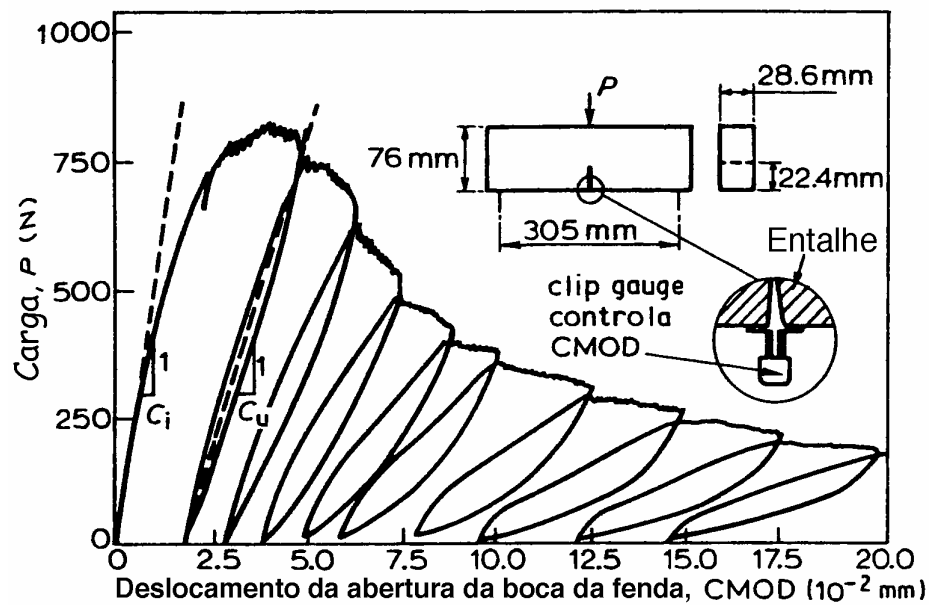


Figura 5.7 – Gráfico típico carga vs. CMOD

O factor de intensidade de tensão crítico é calculado usando a equação:

$$K_{Ic}^S = 3(P_{m\acute{a}x} + 0,5W) \left[S \cdot (3,14 \cdot a_c)^{1/2} \cdot F(\alpha) \right] / 2d^2b \left[N/m^{3/2} \right] \quad (12)$$

Na qual

$$F(\alpha) = \left[1,99 - \alpha(1-\alpha)(2,15 - 3,93\alpha + 2,7\alpha^2) \right] / \left[3,14^{1/2}(1+2\alpha) \cdot (1-\alpha)^{3/2} \right]^{1/2} \quad (13)$$

Onde $\alpha = a_c / d$, $P_{m\acute{a}x}$ é a carga máxima medida em [N], $w = w_0 S / L$ [N] e w_0 é o peso próprio da viga em [N].

O deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda $CTOD_C$ é calculado com base na equação

$$CTOD_C = 6P_{m\acute{a}x} \cdot S \cdot a_c V_1(\alpha) / Ed^2b \quad (14)$$

Com $V_1(\alpha) = [(1 - \beta)^2 + (1,081 - 1,149\alpha)(\beta - \beta^2)]$ em [m], na qual $\alpha = a_c / d$ e $\beta = a_0 / a$.

Quando o Laboratório não tem condições de realização estável do ensaio de flexão em três pontos, os valores da Compliance de descarregamento C_u são calculados por aproximação, assumindo que o caminho de descarregamento deve regressar à origem. Os valores de K_{Ic}^S e de $CTOD_C$ determinados nesta base são cerca de 10 a 25% maiores do que os valores calculados através da actual Compliance de descarregamento. Para além das dimensões e peso das vigas serão objecto de relatório a proporção da mistura, o número de vigas ensaiadas, a data de realização dos ensaios, bem como o registo completo da curva carga versus CMOD, o conhecimento do valor do pico de carga $P_{m\acute{a}x}$, da Compliance inicial C_i e da Compliance de descarregamento C_u para cada viga, sendo também assinalados os valores do módulo de elasticidade à flexão ou módulo de young E , do comprimento crítico efectivo da fenda a_c , do factor intensidade de tensão crítico K_{Ic}^S e do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda $CTOD_C$, para cada viga.

Com estes dois últimos parâmetros é possível prever a carga máxima de uma viga ou estrutura seja qual for a geometria [79,90-91]. Uma fenda com um dado comprimento (a_0 , que pode ser igual a zero) propaga-se criticamente quando é atingido o comprimento crítico efectivo da fenda a_c e para o determinar são necessários dois parâmetros de fractura, K_{Ic}^S e $CTOD_C$. O Sub-Committee de ensaio da RILEM 89-FMT no modo I de carregamento, fez a análise dos resultados de ensaio para um largo número de vigas entalhadas e calculou estes dois parâmetros considerando-os válidos no material [92].

Um modelo simples foi desenvolvido por Vipulanandan e Dharmarajan [96], através da realização de ensaios de flexão em quatro pontos em vigas entalhadas de betão de poliéster reforçado e não reforçado com fibra.

Assim, os autores [93] definiram o valor de Q que é um outro parâmetro que resulta da combinação dos parâmetros de fractura de K_{IC} e $CTOD_C$ com E' e em estado plano de deformação pela expressão:

$$Q = [CTOD_C \cdot E' / K_{IC}] \quad (epd) \quad (15)$$

Tendo obtido valores de $Q = 13,3$ mm para o betão de poliéster, comparativamente aos valores obtidos de Q de aproximadamente de 100mm e 200 mm para argamassas e betão de cimento, respectivamente [94]. Os resultados experimentais indicam que os dois parâmetros de fractura são independentes da profundidade inicial do entalhe e são simultaneamente utilizados para prever a sensibilidade ao entalhe do betão.

Os mesmos autores [93] verificaram que o betão de poliéster quando reforçado com fibra e submetido aos mesmos ensaios de flexão, os gráficos resultantes mostram um aumento substancial da não linearidade e crescimento estável da fenda, antes do pico de carga, relativamente ao betão não reforçado. Assim, os conceitos da mecânica da fractura linear elástica não são aplicáveis e devem ser usados outros métodos que tenham em conta o comportamento plástico e o crescimento estável da fenda, designadamente os que incluem as curvas de resistência no sentido da caracterização da resistência à fractura durante a extensão estável e lenta da fenda [93].

Reis e Ferreira [95] averiguaram a influência de ciclos de fadiga térmica sobre as propriedades de fractura do betão polimérico, designadamente sobre K_{IC} e $CTOD_C$, recorrendo ao modelo a dois parâmetros e ainda à energia de fractura G_f , com base nas normas RILEM. Os estudos incidiram sobre betão polimérico de epóxido e só alguns estudos em relação ao betão reforçado com fibra curta de carbono foram tratados e divulgados.

5.1.4 Outros métodos

Entendem-se por métodos mistos os que se destinam à avaliação da tenacidade à fractura com base na realização de ensaios sobre provetes em compressão compacta e ao recurso simultâneo do método dos elementos finitos.

Sabir e Asili [96] procederam à análise de tensões usando provetes em compressão compacta e determinaram a tenacidade à fractura de materiais cimentosos, recorrendo ao método dos elementos finitos. Os provetes têm a forma cúbica com 100 mm de aresta e têm dois entalhes nas faces opostas.

Alguns investigadores usam o integral J crítico (J_{IC}), para caracterizar a resistência à fractura de compósitos poliméricos e cimentosos que no domínio da fractura linear elástica é igual ao factor de intensidade de tensão crítico (K_{IC}), e outros autores para descrever o comportamento à fractura recorrem a métodos baseados na análise das curvas de resistência, mas só nos casos em que há crescimento estável e lento da fenda [97-106].

Dadas as relações entre G e K, traduzidas pelas equações (5) e (6), bem como entre G_c e K_{IC} , em estado plano de tensão e em estado plano de deformação, respectivamente, facilmente se compreende que a equação (19) constitui um método experimental de determinação da taxa de libertação crítica de energia G_c e conseqüentemente de K_{IC} . A título de exemplo, Oliveira et al [106] obteve resultados correspondentes ao ensaio de provetes do tipo CTS (Compact Tension Strength) de (PMMA) – Polimetil-Metacrilato,

$$G = P^2 (\partial c / \partial a) / 2B \quad (16)$$

O valor de G_c é dado pela carga de fractura P_c de um provete com fissura pré-existente a , e $\partial c / \partial a$ corresponde ao valor de a obtido experimental ou analiticamente, sendo B a largura do provete [75,107].

5.2 Análise paramétrica do comportamento à fractura de betões poliméricos.

5.2.1 Introdução

Os compósitos poliméricos tais como argamassas de poliéster ou de epóxico resultam da combinação de um agregado, tal como areia ou gravilha, com um monómero de polimerização. Nos anos recentes, os sistemas à base de argamassas poliméricas têm

sido crescentemente utilizados na construção e reparação de estruturas, pavimentos de estradas, principalmente de grande intensidade de tráfego, tabuleiros de pontes e tubagens de esgotos e de resíduos [63]. A versatilidade na sua formulação e processamento associados a uma rápida colocação e às propriedades de alta resistência levaram ao uso em larga escala de argamassas de poliéster e de epóxido em muitas e diversificadas aplicações. A utilização corrente destes materiais assenta sobretudo numa composição à base de agregados finos e quando empregues na reparação e construção de estruturas, o seu comportamento é invariavelmente frágil, suportando contudo altas tensões em condições de serviço extremas e adversas. Daí que, o conhecimento das propriedades de fractura seja importante para a utilização eficiente destes novos materiais, no que diz respeito à segurança dos projectos contra falhas e colapsos e à fiabilidade em serviço.

Muitos investigadores têm recorrido ao conhecimento dos parâmetros da mecânica da fractura linear elástica e da mecânica da fractura elasto-plástica para caracterizar a resistência à fractura de polímeros, compósitos poliméricos, argamassas de cimento, pastas de cimento e betão de cimento. Entre os diversos parâmetros de fractura destacam-se, o factor intensidade de tensão crítico (K_{IC}), o integral J crítico (J_{IC}), o deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda ($CTOD_C$), a energia de fractura (G_F) e a análise das curvas de resistência (R), como os mais frequentes para a descrição do comportamento à fractura [97-106]. Os métodos baseados nas curvas de resistência só são empregues quando se verifica um crescimento estável e lento da fenda, porque quando o betão tem uma fractura eminentemente frágil a fractura é caracterizada simplesmente por um valor singular da tenacidade à fractura (K_{IC}). Este valor pode ser determinado com recurso à mecânica da fractura linear elástica e à medida do comprimento inicial do entalhe e da carga de rotura [99]. A medida directa das extensões das fendas em sistemas de argamassas ou betões é possível sem o recurso a instrumentação dispendiosa e podem ser determinadas indirectamente através das curvas carga versus deslocamento e carga versus CMOD [84-85]. O método do CMOD também é utilizado para determinar o factor de intensidade de tensão crítico [82] e se existir crescimento lento da fenda antes de atingir o pico de carga a determinação dos valores destas grandezas com base na mecânica da fractura linear elástica contém erros, e por isso, dado o crescimento lento não linear da fenda recorre-se a modelos de comportamento com dois ou mais parâmetros de fractura [79,84,108].

Neste trabalho de investigação foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos e de fractura em provetes normalizados, a fim de determinar as propriedades de resistência e caracterizar o comportamento à fractura de betões poliméricos, respectivamente.

Os parâmetros envolvidos são, a composição do sistema polimérico, a geometria do entalhe e as condições ambientais onde o material opera, e também a metodologia de cálculo das propriedades de fractura.

Nos sistemas sem adição de fibra e independentemente das condições ambientais, o comportamento mecânico é traduzido por uma relação linear entre a carga e o CMOD (deslocamento da abertura da boca da fenda – crack mouth open displacement) não havendo extensão da fenda para além do pico de carga, o que significa haver uma fractura súbita do tipo frágil. Assim, o método da profundidade inicial do entalhe é correcto para calcular o factor de intensidade de tensão e consequentemente a tenacidade à fractura. Nos sistemas com fibra, sobretudo os que foram submetidos a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura apresentam alguma ductilidade, e existe crescimento lento da fenda para além do pico de carga e simultaneamente alguma dose de fluência. Neste caso é utilizado o método do CMOD e calculado um parâmetro adicional CTODc (deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda – crack tip open displacement) para determinar as propriedades de fractura, o que constitui o modelo a dois parâmetros. Estes dois parâmetros permitem calcular a sensibilidade ao entalhe (parâmetro singular Q – comprimento do material) já que o betão polimérico é um material altamente sensível ao entalhe. Para caracterizar e prever o comportamento à fractura é construído um modelo analítico que se ajusta bastante bem à solução experimental.

5.2.2 Programa experimental

5.2.2.1 Preparação dos provetes

Nesta investigação experimental, a composição dos sistemas está sumariada na tabela 5.2.

Sistemas	Agregado (%)	Resina (%)	Endurecedor (%)	Fibra (%)	Carga (%)
Sem fibra	82	12	6	0	0
Com fibra	79	12	6	3	0

Tabela 5.2 – Formulação do betão polimérico e proporções da mistura para os dois sistemas.

A resina escolhida é uma resina de epóxido (EPÓSIL 551) e o endurecedor é da mesma espécie (EPÓSIL 551) que totalizam 18% da mistura, ou seja nas proporções de 12% e de 6% respectivamente. A resina tem baixa viscosidade (500 a 700 m Pa.s) e uma resistência à flexão de 70 MPa. O agregado é constituído por uma areia de fundição industrial que é uma areia de sílica chamada SP 55 e que possui uma granulometria uniforme e um D_{50} de 342 μm (50% das partículas da areia têm no mínimo este tamanho em diâmetro) e foi previamente seca antes de ser misturada com a resina e o endurecedor. Na tabela 5.3 indicam-se as características da mistura (resina/endurecedor)

Características da mistura	Viscosidade (m Pa.s)	Tempo de vida útil a 25°C (minutos)	Tempo de formação do filme (h)
Resina + Endurecedor	500 a 700 300 a 400	27	6

Tabela 5.3 – Características da mistura Resina/Endurecedor EPÓSIL 551.

A fibra usada é uma fibra de vidro de 25 mm de comprimento a qual foi embebida na mistura e a resina permitiu aglomerar a areia de fundição, proporcionando aglomerados com elevada rigidez e coesão.

As vigas foram moldadas de acordo com a Norma ASTM E 399 num molde especialmente concebido para o efeito o qual se mostra na figura 5.8, e que serve simultaneamente para fabricar vigas entalhadas e não entalhadas. As vigas têm secção

recta quadrada de 50mm de lado e um comprimento de 300 mm e são em número de três para cada uma das composições e condições de ensaio em flexão estática, isto é:

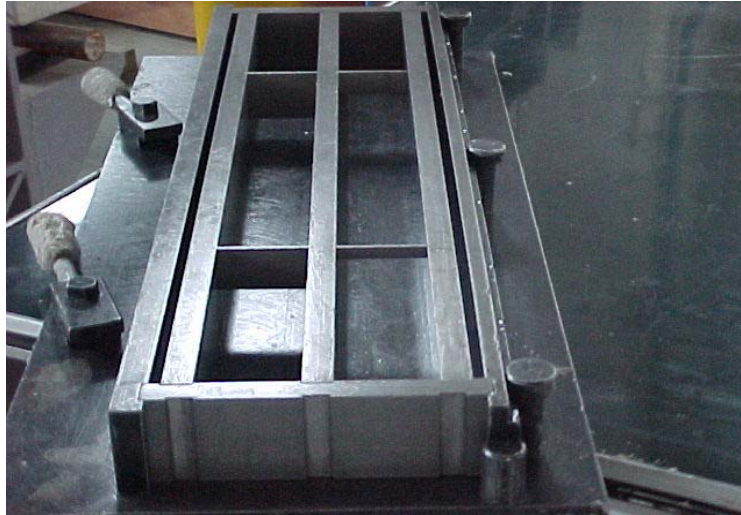


Figura 5.8 – Molde experimental utilizado na produção das vigas.

3 vigas sem fibra e 3 vigas com 3% de fibra ensaiadas à temperatura ambiente, assim como 3 vigas sem fibra e 3 vigas com 3% de fibra ensaiadas depois de terem sido metidas na câmara FOTÓCLIMA 300 EDTU (ver figura 4.2) e submetidas a ciclos de fadiga térmica (+ 20°C/ + 100°C) com a duração de 8 horas, durante 1200 horas (150 ciclos). Este ciclo é designado por **Ciclo 1** e é definido da seguinte forma:

2h a + 20 Celsius/ 50% de HR \Rightarrow 2h **Change** \Rightarrow 2h a +100 Celsius sem controle de humidade \Rightarrow 2h **Change** \Rightarrow Repetição do Ciclo.

Entende-se por **Change** a passagem de um patamar isotérmico para outro.

De acordo com a mesma norma fabricaram-se 3 vigas entalhadas de cada condição e para cada profundidade de entalhe, o que dá um total de 48 vigas para cada geometria de entalhe, destinadas aos ensaios de fractura para a determinação das propriedades de fractura. As profundidades de entalhe foram de 8, 18, 28, e 38 mm, o que implica que as relações entre a altura da viga e a profundidade de entalhe tenham valores de 0,16, 0,36, 0,56 e 0,76 respectivamente. Os provetes foram curados à temperatura ambiente durante pelo menos um dia e depois sujeitos a um tratamento de pós – cura, a uma temperatura

de 60 Celsius durante pelo menos 7 horas, na estufa Venticell que se mostra na figura 5.9.

Os entalhes das vigas são de geometria **recta**, em **V** e **circular**, como ilustram as figuras 5.10, 5.11 e 5.12.



Figura 5.9 – Estufa **Venticell** onde se fez o tratamento de pós - cura das vigas.



Figura 5.10 – Viga com entalhe **recto**



Figura 5.11 – Viga com entalhe em **V**

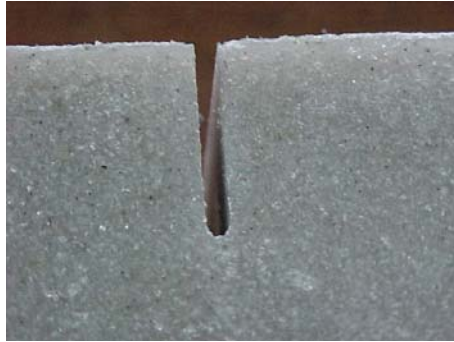


Figura 5.12 – Viga com entalhe **circular**

5.2.2.2 Tipos de ensaios

5.2.2.2.1 Ensaios de flexão estáticos

Apesar de já terem sido realizados ensaios de flexão estáticos, quer à temperatura ambiente quer sob diversas condições ambientais, a realização de ensaios de fractura obrigou a fazer novos ensaios estáticos em vigas de maiores dimensões, usando a mesma máquina de ensaio mas aplicando agora uma velocidade de carga de metade do valor da utilizada nos casos anteriores. A velocidade empregue nestes ensaios estáticos é a mesma que se utiliza nos ensaio de fractura e a recomendação RILEM [89] relativamente a estes estipula que não devem ser muito rápidos mas também não devem durar mais do que cinco minutos.

Assim, os provetes depois de preparados foram sujeitos a ensaios de flexão em quatro pontos segundo a Norma ASTM E 399. O Set-up experimental para vigas não entalhadas tem a mesma configuração que o usado nos ensaios de fractura (ver figura 5.13), onde a distância entre apoios é $L = 220$ mm, sendo $L/3$ a distância entre os pontos de aplicação das cargas exercidas a meio dos dois semi-cilindros. Utilizou-se para o efeito uma máquina Instron com uma célula de carga de 10 toneladas e uma velocidade de carga de 0,5 mm/ min, sendo a temperatura do laboratório sensivelmente de 22 Celsius.

5.2.2.2.2 Ensaios de Fractura

Os provetes entalhados foram sujeitos a ensaios de flexão em quatro pontos nas mesmas condições dos ensaios estáticos. Na figura 5.13 ilustra-se o Set-up experimental.



Figura 5.13 – Set-up experimental da máquina Instron para ensaios de fractura.

Recorrendo a um sistema de aquisição de dados (Data Logger) chamado SPIDER 8 e a um computador que contem o Software Catman associados à máquina Instron, a qual possui um transdutor de deslocamento, e colocando um Clip gauge que possibilita a medida da abertura da boca da fenda (CMOD), o qual está preso entre as duas chapinhas na direcção do entalhe, ficam reunidas as condições de registo completo dos resultados de ensaio. Na figura 5.14 mostram-se o computador portátil, com o software

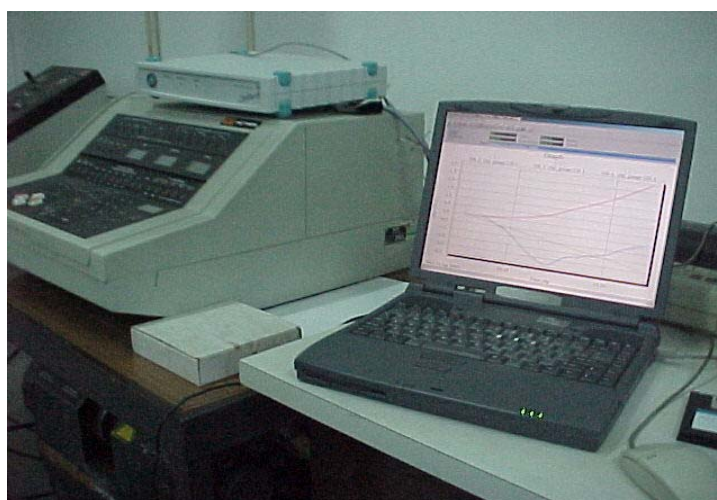


Figura 5.14 – Painel da máquina Instron, Spider e computador portátil.

instalado e onde se pode ver no ecrã as curvas correspondentes à carga, ao CMOD e ao deslocamento ou deflexão, e de cima do painel da máquina está o SPIDER 8. Na figura 5.15 vê-se a máquina Instron de ensaios e todo o equipamento envolvido no processo.



Figura 5.15 – Máquina Instron de realização dos ensaios e restante equipamento envolvido.

5.2.3 Resultados experimentais e discussão

5.2.3.1. Ensaio estáticos

Nas figuras 5.16 a 5.19 mostram-se as curvas carga versus deslocamento para os dois sistemas de betão polimérico nas diferentes condições ambientais. Nas mesmas figuras constam, ainda, as curvas de valores médios obtidas em cada um dos casos. Nas figuras 5.20 e 5.21 apresentam-se as curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento.

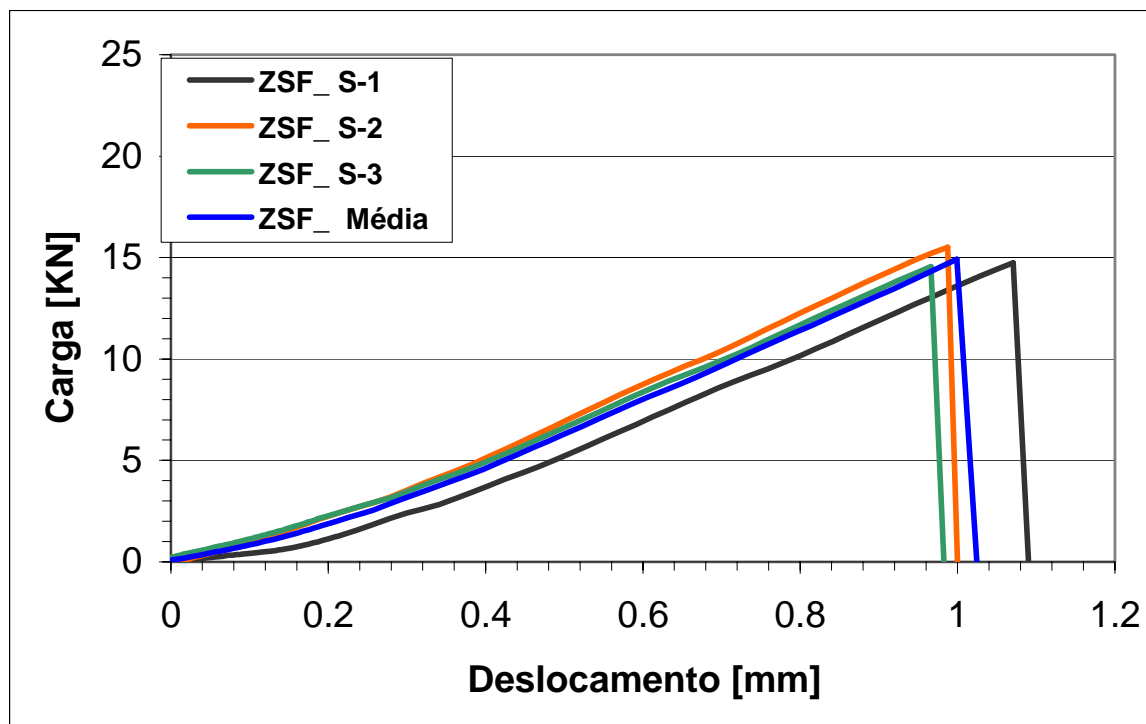


Figura 5.16 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes sem fibra, à temperatura ambiente, incluindo a curva de valores médios.

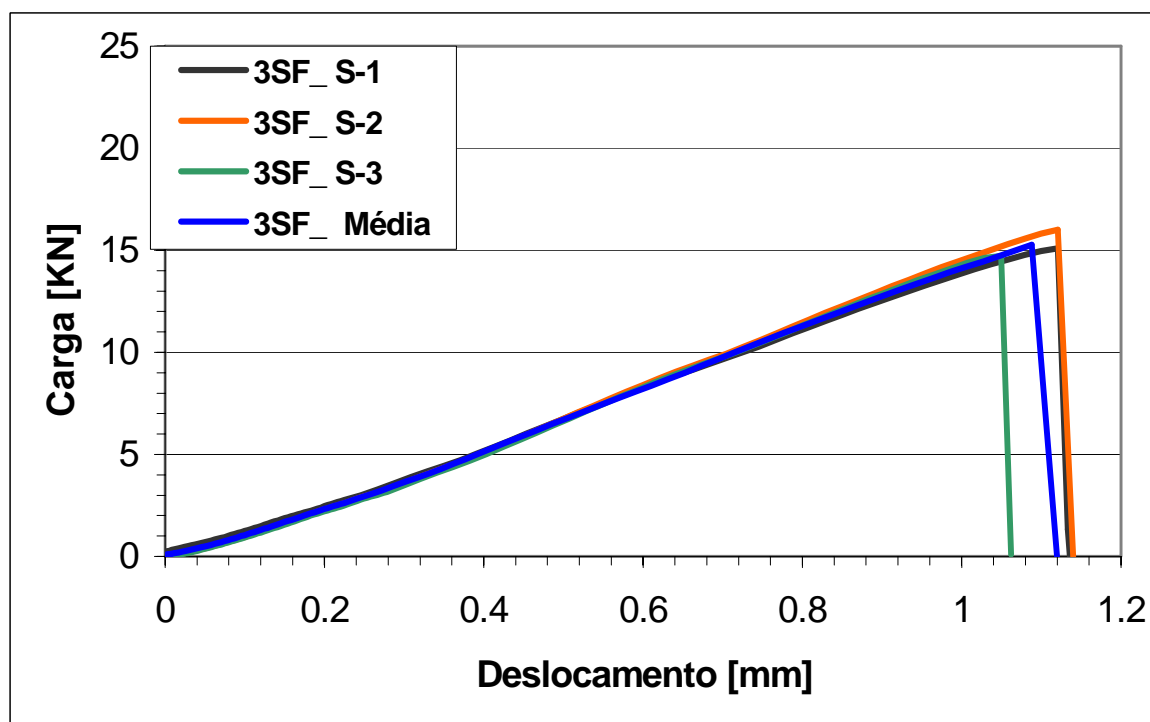


Figura 5.17 – Curvas carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra, à temperatura ambiente incluindo a curva de valores médios.

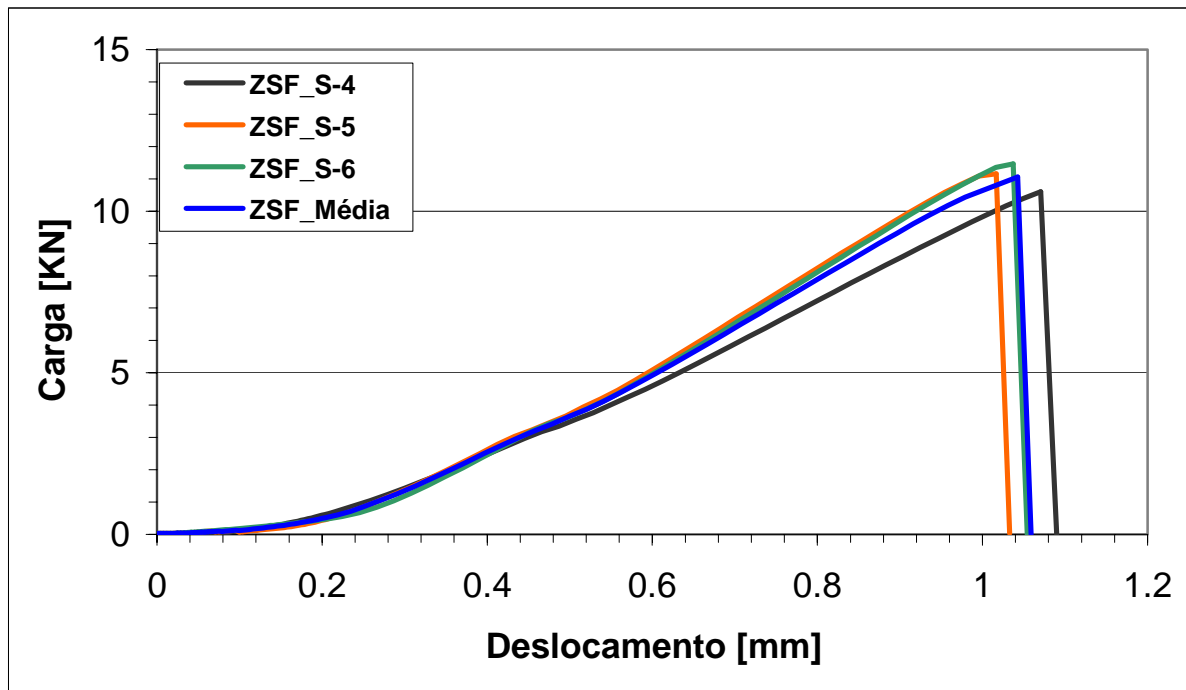


Figura 5.18 – Curvas carga versus deslocamento para os sistemas sem fibra, submetidos ao **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura e curva de valores médios.

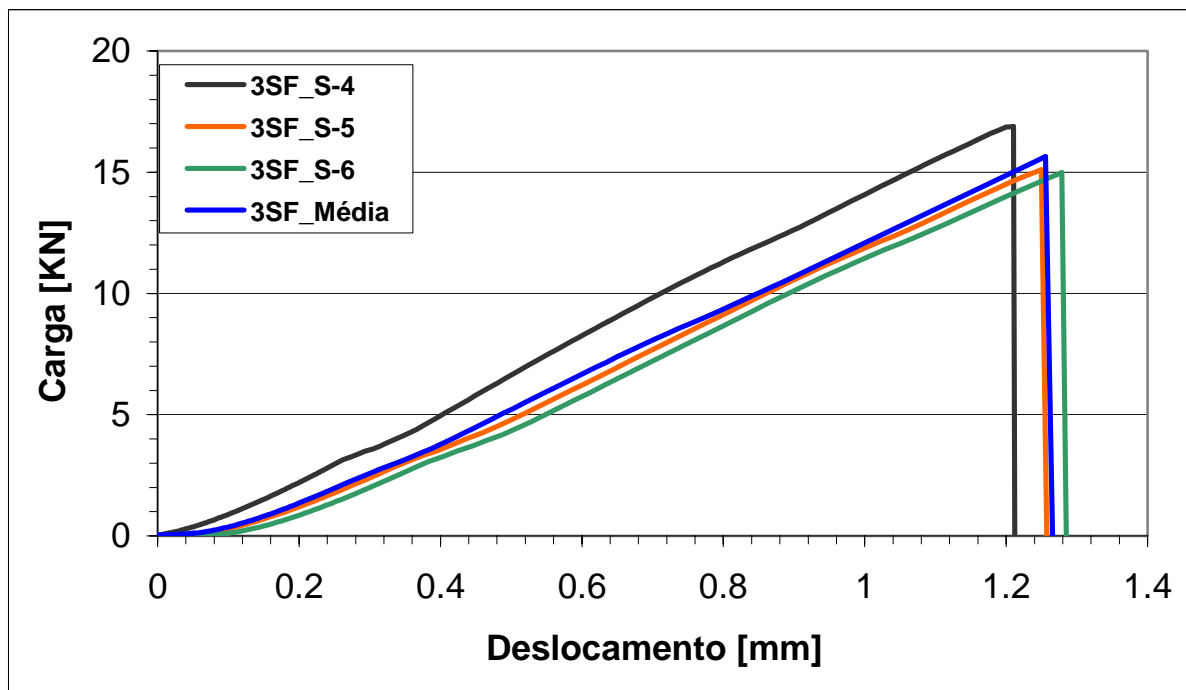


Figura 5.19 – Curvas carga versus deslocamento para as vigas com 3% de fibra, submetidas ao **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura e curva de valores médios.

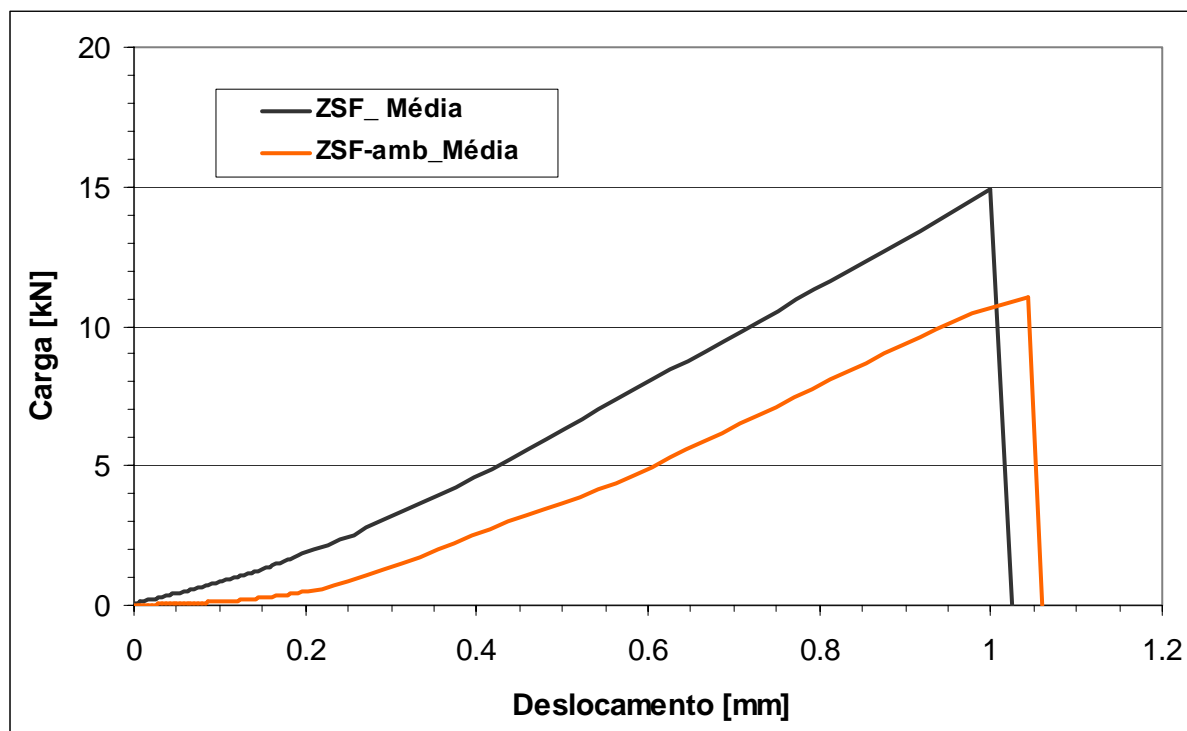


Figura 5.20 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes sem fibra ensaiados à temperatura ambiente (sem degradação – ZSF) e após a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica (ZSF-amb).

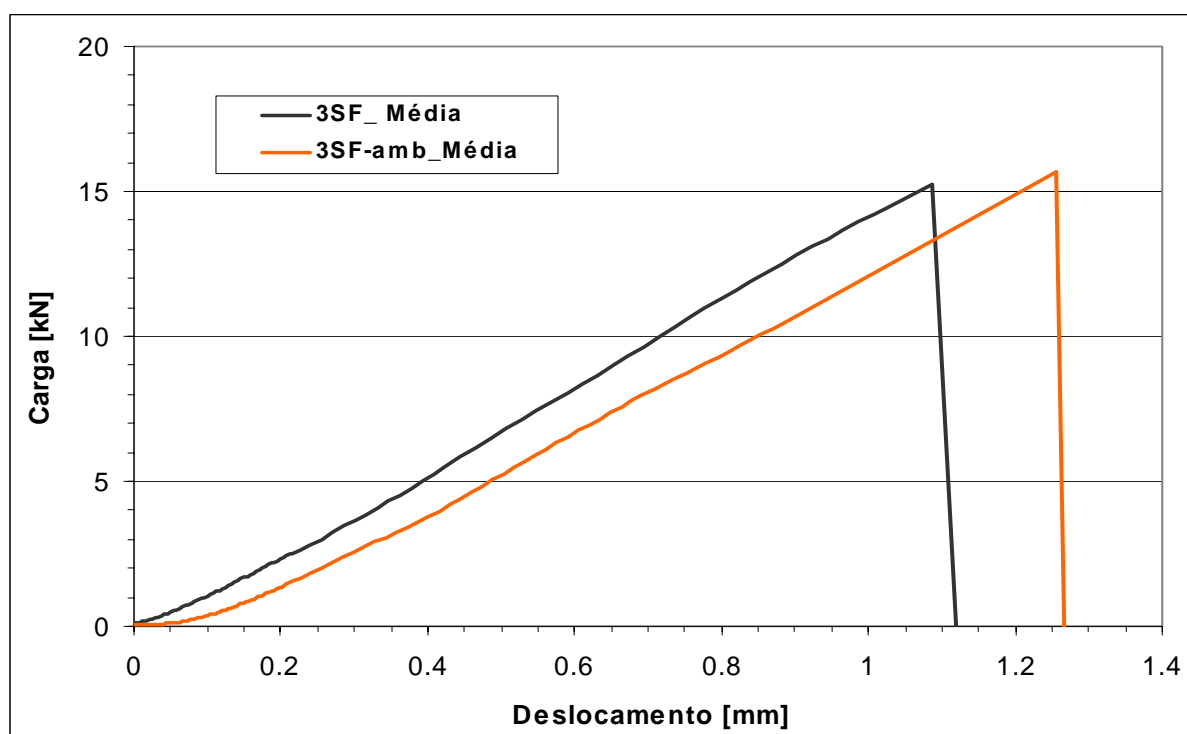


Figura 5. 21 – Curvas comparativas de valores médios carga versus deslocamento para os provetes com 3% de fibra à temperatura ambiente (sem degradação – 3SF) e após a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica (3SF-amb).

Analisando a tabela 5.4 e o gráfico da figura 5.22 verifica-se que o betão sem fibra sofre uma grande degradação das propriedades de resistência com a aplicação do ciclo de fadiga térmica (20 a 30%), mas quando se adiciona 3% fibra há uma ligeira melhoria da resistência à flexão (1,4%) e uma quebra de cerca de 11% do valor do módulo de elasticidade à flexão.

Características de Resistência	Sem fibra		Com 3% de fibra	
	Temperatura ambiente	+20° C/ +100° C (150 ciclos)	Temperatura ambiente	+20° C/ +100° C (150 ciclos)
Resistência à flexão (MPa)	26,6	19,6	26,9	27,3
Coefficiente de variação (%)	- 26,3		+ 1,4	
Módulo de elasticidade à flexão (GPa)	24,7	17,48	22,9	20,43
Coefficiente de variação (%)	- 29,0		- 10,7	

Tabela 5.4 – Valores das propriedades de resistência para as diferentes composições e condições ambientais e respectivos coeficientes de variação em relação à situação de não degradação.

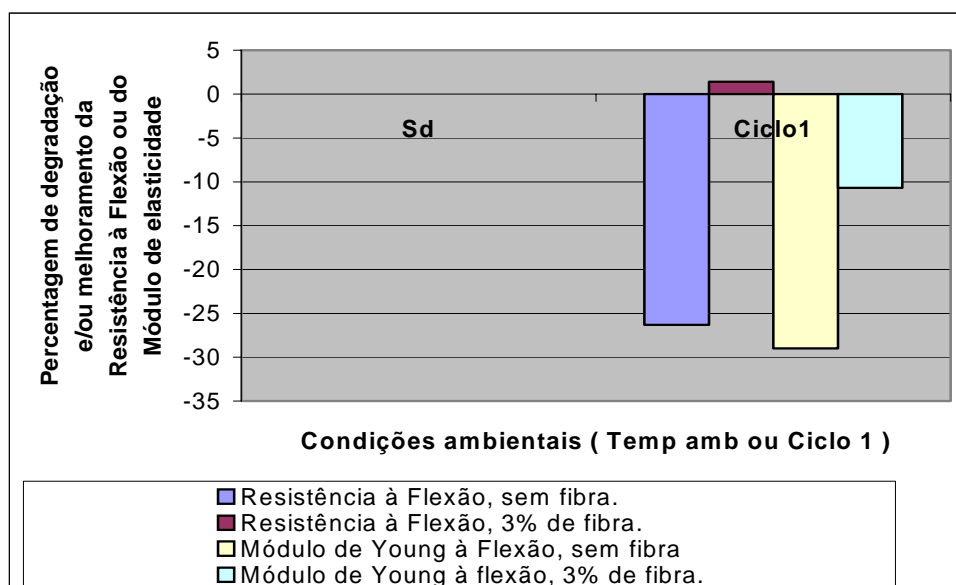


Figura 5.22 – Percentagem de degradação e/ou melhoramento das propriedades de resistência à flexão e do módulo de elasticidade para os dois sistemas e diferentes condições ambientais.

5.2.3.2. Ensaio de fractura.

5.2.3.2.1. Determinação das propriedades de fractura – Desenvolvimento teórico.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de fractura foi possível construir as curvas carga versus CMOD e carga versus deslocamento, que se apresentam no Anexo B, para os dois sistemas em betão polimérico, para as diversas relações de profundidade de entalhe ($a/d = 0,16; 0,36; 0,56; 0,76$) que correspondem a profundidades de entalhe de 8mm, 18mm, 28mm e 38mm, respectivamente, e para as diferentes condições ambientais.

Assim, nos sistemas sem fibra, quer à temperatura ambiente quer sob a acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1** = $+20^{\circ}\text{C}/ +100^{\circ}\text{C}$) verifica-se que, em geral, a relação entre a carga e o CMOD é linear, e portanto não existe extensão da fenda para além do pico de carga, denotando um comportamento essencialmente frágil com fractura súbita. Este comportamento é caracterizado por um único parâmetro K_{IC} , que é o factor de intensidade de tensão crítico no modo I de carregamento, ou seja a tenacidade à fractura. Esta propriedade foi determinada pelo método da profundidade inicial do entalhe, descrito no início do Capítulo 5 (ponto 5.1.3), [87,88], que se considera correcto pelo atrás descrito e utilizou-se para efeito de cálculo o valor da carga máxima.

Quanto aos sistemas com 3% de fibra sejam quais forem as condições ambientais, o comportamento apresenta alguma ductilidade, o que confere um certo cariz de não linearidade às curvas carga versus deslocamento. Este facto pode atribuir-se ao crescimento lento da fenda, uma vez que se trata de um agregado fino onde é possível ocorrer fricção associada ao encadeamento entre a rugosidade da fenda e o agregado. Por esta razão, a tenacidade à fractura foi determinada recorrendo ao método do CMOD descrito no início do Capítulo 5 (ponto 5.1.3.2) [83–87]. Neste método, para se poder aplicar a mecânica da fractura linear elástica, a C_i (Compliance inicial) é igual a CMOD/P , sendo P a carga máxima, e a compliance final C_f , [79,102–104], como não foi possível fazer o descarregamento em condições laboratoriais que permitissem caracterizar de uma forma estável o ensaio de flexão em quatro pontos, foi determinada assumindo que a componente inelástica CMOD^* é igual a zero. O comprimento

efectivo ou final da fenda a_f , é a soma do comprimento inicial do entalhe a_i ou a_i , com a extensão da fenda Δa , isto é, $a_f = a_i + \Delta a$.

Porém, como nestes casos existe deformação plástica na ponta da fenda, não desprezável, é conveniente determinar um parâmetro adicional $CTOD_c$, que é o deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda, o qual em flexão em 4 pontos é dado pela equação (17) [78,92].

$$CTOD_c = Z(\alpha_i, \alpha_f).CMOD^e \quad (17)$$

Onde, $Z(\alpha_i, \alpha_f)$, com $\alpha_i = \alpha = a/d$ e $\alpha_f = a_f/d$, é dado pela equação

$$Z(\alpha_i, \alpha_f) = \left[1 - (\alpha/\alpha_f)^2\right] \cdot \left[(\alpha/\alpha_f) \cdot Y_{(\alpha)}/V_{(\alpha)} + 1 - (\alpha/\alpha_f)\right] \quad (18)$$

Sendo $CMOD^e$, o deslocamento elástico da abertura da boca da fenda devido ao crescimento lento da fenda e α_f , $V(\alpha)$ e $Y(\alpha)$ são parâmetros explicados no início do Capítulo 5 (ponto 5.1.3.2).

Em função daqueles dois parâmetros K_{IC} e $CTOD_c$ é possível determinar um parâmetro singular Q (mm) que traduz um comprimento do material [93] e que é um parâmetro importante em termos de projecto, já que se pode construir um modelo analítico de previsão da sensibilidade ao entalhe que é, por conseguinte, um forte indicador do colapso da estrutura. Em estado plano de tensão (ept), Q é dado pela equação(19).

$$Q = CTOD_c \cdot E / K_{IC} \quad (19)$$

Sendo E o módulo de elasticidade à flexão do material.

Se α ou α_i é substituído por $(\alpha_i + \Delta\alpha)$ e α_f ou α_e por $(\alpha_f + \Delta\alpha)$, onde $\Delta\alpha = \Delta a / d$, então a função $V(\alpha_f)$ pode expandir-se empregando a série de *Taylor*, resultando a expressão dada pela equação (20):

$$V(\alpha_f) = V(\alpha_i) + \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \left[\frac{d^n V(\alpha_i)}{d\alpha_i^n} \right] \left[\frac{(\Delta\alpha)^n}{n!} \right] \right\} \quad (20)$$

na qual substituindo n por 2 dá a equação (21):

$$V(\alpha_f) = V(\alpha_i) + V'(\alpha_i) \Delta\alpha + \left[\frac{(\Delta\alpha)^2}{2} \right] V''(\alpha_i) \quad (21)$$

Substituindo a equação (20), na equação (22) seguinte

$$a_f = a_i \left(C_u / C_i \right) \left[V(\alpha_i) / V(\alpha_f) \right] = g(\alpha_i, C_u / C_i, \alpha_f) \quad (22)$$

resulta uma equação polinomial do 2º grau em $\Delta\alpha$, que reescrita assume a forma da equação (23), seguinte:

$$\Delta \alpha / \alpha_i = \zeta(\alpha_i) \left\{ \left[1 + \lambda(\alpha_i) (C_f / C_i) \right]^\xi - 1 \right\} \quad (23)$$

Onde, $\zeta(\alpha_i)$ e $\lambda(\alpha_i)$ são dados pelas equações (24) e (25) seguintes, respectivamente:

$$\left\{ \left[V(\alpha_i) + \alpha_i V'(\alpha_i) \right] / \left[2\alpha_i V'(\alpha_i) + (\alpha_i)^2 V''(\alpha_i) \right] \right\} \quad (24)$$

$$\left\{ 2V(\alpha_i) \left[2\alpha_i V'(\alpha_i) + (\alpha_i)^2 V''(\alpha_i) \right] / \left[V(\alpha_i) + \alpha_i V'(\alpha_i) \right]^2 \right\} \quad (25)$$

Recorrendo agora à aproximação e/ou ajustamento através dos mínimos quadrados é possível obter as expressões finais de $\zeta(\alpha_i)$ e $\lambda(\alpha_i)$, dadas pelas equações (26) e (27) seguintes, respectivamente:

$$\zeta(\alpha_i) = 1,8 / \alpha_i - 16 + 61,2\alpha_i - 111,2\alpha_i^2 + 95,3\alpha_i^3 - 31,1\alpha_i^4 \quad (26)$$

$$\lambda(\alpha_i) = 6,4\alpha_i - 3,4\alpha_i^2 \quad (27)$$

A equação (23) constitui um modelo analítico para prever o comportamento à fractura de betões poliméricos, e os valores médios do expoente ξ desta equação são variáveis para cada situação e/ou condição e apresentam-se a seguir:

- 3% de fibra, à temperatura ambiente e entalhe recto – $\xi = \mathbf{0,533}$;
- 3% de fibra, à temperatura ambiente e entalhe curvo – $\xi = \mathbf{0,333}$;
- 3% de fibra, à temperatura ambiente e entalhe em V – $\xi = \mathbf{0,423}$;
- 3% de fibra, Ciclo 1 = +20°C/+100°C – 150 ciclos e entalhe recto – $\xi = \mathbf{0,385}$;
- 3% de fibra, Ciclo 1 = +20°C/+100°C – 150 ciclos e entalhe curvo – $\xi = \mathbf{0,423}$;
- 3% de fibra, Ciclo 1 = +20°C/+100°C – 150 ciclos e entalhe em V – $\xi = \mathbf{0,510}$;

Nestas condições, o modelo proposto permitiu construir as curvas ($\Delta \alpha / \alpha_i$) versus (Q / a_i), que traduzem as soluções previstas do comportamento à fractura, as quais são comparadas com as soluções experimentais para os dois sistemas e diferentes geometrias de entalhe e condições ambientais.

5.2.3.2.2. Resultados numéricos.

Na tabela seguinte, tabela 5.5, indicam-se os valores médios obtidos para a sensibilidade ao entalhe SE, para a resistência à flexão de vigas entalhadas R_{fe} e para a energia de fractura G_f , tendo em conta os dois sistemas e diferentes condições ambientais e geometrias de entalhe.

Sistemas	a/d	Temperatura ambiente			Ciclo 1 (+20°C/ +100°C – 150 ciclos		
		R_{fe} (MPas)	SE (0 – 1)	G_f (N/m)	R_{fe} (MPas)	SE (0 – 1)	G_f (N/m)
Sem fibra e entalhe recto	0,16	18,06	0,679	296,43	19,19	0,979	460,40
	0,36	18,63	0,700	265,40	18,93	0,981	352,70
	0,56	19,90	0,751	349,10	21,79	1,00	768,20
	0,76	23,83	0,896	147,60	19,56	0,998	235,70
3% de fibra e entalhe recto	0,16	16,32	0,607	1424,00	17,23	0,631	684,05
	0,36	10,42	0,388	1069,00	10,42	0,382	1325,00
	0,56	18,41	0,685	820,00	15,42	0,565	1163,00
	0,76	23,22	0,863	743,70	18,09	0,663	275,00
Sem fibra e entalhe circular	0,16	17,97	0,676	298,80	18,33	0,935	461,00
	0,36	18,52	0,696	260,20	17,86	0,916	424,80
	0,56	20,91	0,786	392,10	22,85	1,00	943,00
	0,76	21,45	0,806	308,00	15,40	0,786	234,50
3% de fibra e entalhe circular	0,16	16,17	0,601	1570,40	16,42	0,602	1114,20
	0,36	17,34	0,645	1221,40	16,23	0,594	338,40
	0,56	18,04	0,670	1232,70	14,62	0,535	441,40
	0,76	21,15	0,786	441,60	18,82	0,689	379,50
Sem fibra e entalhe em V	0,16	17,12	0,644	267,90	16,58	0,846	956,10
	0,36	17,70	0,666	320,65	17,55	0,909	366,50
	0,56	19,12	0,719	433,01	18,88	0,964	1190,50
	0,76	22,85	0,859	235,40	20,66	1,00	376,70
g3% de fibra e entalhe em V.	0,16	9,54	0,355	451,9	10,31	0,378	1880,80
	0,36	15,90	0,591	1058,80	12,31	0,451	1564,10
	0,56	19,35	0,719	624,30	6,36	0,233	306,80
	0,76	19,25	0,716	849,70	9,64	0,353	726,10

Tabela 5.5 – Valores médios da resistência à flexão de vigas entalhadas, da sensibilidade ao entalhe e da energia de fractura, para as diferentes situações.

Na tabela 5.6 mostram-se os valores médios da tenacidade à fractura K_{IC} e do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda CTODc, bem como do parâmetro singular Q, tendo em vista os dois sistemas, as diferentes geometrias de entalhe, e as diversas condições ambientais e metodologias de cálculo das propriedades de fractura. Nela estão também indicados os desvios padrão e, por conseguinte, os níveis de confiança obtidos no tratamento estatístico dos resultados experimentais.

Sistemas	Método da profundidade inicial do entalhe				Método a dois parâmetros (K_{IC} e $CTODc$) em flexão em 4 pontos							
	Temperatura ambiente		Ciclo 1 (+20°C/ +100°C)		Temperatura ambiente				Ciclo 1 (+20°C/ +100°C)			
	K_{IC} (MPas $m^{1/2}$)	Nº de vigas ensaiadas	K_{IC} (MPas $m^{1/2}$)	Nº de vigas ensaiadas	K_{IC} (MPas $m^{1/2}$)	$CTODc$ (mm)	Q (mm)	Nº de vigas ensaiadas	K_{IC} (MPas $m^{1/2}$)	$CTODc$ (mm)	Q (mm)	Nº de vigas ensaiadas
Sem fibra e entalhe recto	1,94	12	1,96	12	-	-	-	-	-	-	-	-
Desvio padrão	0,049		0,052		-	-	-	-	-	-	-	-
3% de fibra e entalhe recto	-	-	-	-	2,74	0,0338	57,81	12	2,80	0,115	80,03	12
Desvio padrão	-	-	-	-	0,0231	0,0097	0,068	-	0,0161	0,0091	0,061	-
Sem fibra e entalhe circular	1,92	12	1,86	12	-	-	-	-	-	-	-	-
Desvio Padrão	0,051		0,055		-	-	-	-	-	-	-	-
3% de fibra e entalhe circular	-	-	-	-	3,083	0,0321	63,10	12	2,65	0,101	34,83	12
Desvio padrão	-	-	-	-	0,0242	0,0105	0,079	-	0,0272	0,0115	0,08,2	-
Sem fibra e entalhe em V	1,85	12	1,79	12	-	-	-	-	-	-	-	-
Desvio padrão	0,050		0,053		-	-	-	-	-	-	-	-
3% de fibra e entalhe em V	-	-	-	-	2,64	0,0394	18,30	12	1,59	0,077	59,10	12
Desvio padrão	-	-	-	-	0,0225	0,0109	0,076	-	0,0255	0,0111	0,079	-

Tabela 5.6 – Valores médios de K_{IC} , $CTODc$ e Q, assim como os respectivos desvios padrão.

Sistemas	Tipo de ensaio de fractura e/ou método de determinação das propriedades de fractura	Tenacidade à fractura K_{IC} (MPa . m ^{1/2})	Energia de fractura G_f (N/m)	Q (mm)	CTODc (mm)
Betão de cimento tradicional sem reforço	Flexão – modo I de carregamento	<i>0,3 a 2,0</i> [54]			
	Método CCEL – Compact compression eccentrically loaded	<i>0,84 a 1,03</i> [99]			
	Ensaio axial de compressão por fendilhação – axial splitting Test	<i>1,23 a 1,57</i> [112]			
	Flexão em 3 pontos – modo I de carregamento	<i>0,42 a 0,61</i> [85]	<i>58,8 a 115,36</i> [85]		
Betão polimérico de epóxido sem reforço	Flexão em 4 pontos – modo I de carregamento – método da profundidade inicial do entalhe	<i>1,96</i> [Actual estudo]	<i>349,10</i> [Actual estudo]		
Betão polimérico de epóxido sem reforço	Flexão – modo I de carregamento	<i>0,80 a 2,20</i> [54]			
Betão polimérico de epóxido reforçado com 3% de fibra de vidro com 25 mm de comprimento e submetido ao Ciclo I de fadiga térmica a alta temperatura	Flexão em 4 pontos – modo I de carregamento – método a dois parâmetros.	<i>2,80</i> [Actual estudo]	<i>1163,0</i> [Actual estudo]	<i>80,03</i> [Actual estudo]	<i>0,115</i> [Actual estudo]
Betão polimérico de epóxido reforçado com fibra curta de carbono e com 2% de solução de Silano A 174	Flexão em 3 pontos – modo I de carregamento – modelo a dois parâmetros	<i>2,29 a 2,58</i> [98]			
Betão de cimento de alta resistência não reforçado	Flexão em 3 pontos – modo I de carregamento – modelo a dois parâmetros	<i>1,06</i> [97]		<i>200</i> [97]	<i>0,010</i> [97]
Betão polimérico de epóxido com 3% de fibra de vidro de 25 mm de comprimento	Flexão em 4 pontos – modo I de carregamento – método a dois parâmetros	<i>2,74</i> [Actual estudo]	<i>820</i> [Actual estudo]	<i>57,81</i> [Actual estudo]	<i>0,0338</i> [Actual estudo]
Cimento	Flexão – modo I de carregamento	<i>0,20</i> [78]			
Betão polimérico de epóxido reforçado com fibra curta de vidro	Flexão em 3 pontos – modo I de carregamento – modelo a dois parâmetros	<i>2,27 a 3,07</i> [98]	<i>401,82 a 438,38</i> [98]		

Tabela 5.7 – Comparação das propriedades de fractura entre betão polimérico e betão de cimento.

Na tabela anterior, tabela 5.7, estabelece-se a comparação entre os valores das propriedades de fractura (Tenacidade à fractura K_{IC} , energia de fractura G_f , deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda CTODc e comprimento do material Q) revelados por diversos autores para os diferentes sistemas [52,74,81,93-95,108], tanto em betão de cimento como em betão polimérico e em cimento, os quais se podem comparar com os apresentados neste estudo experimental. Assim, é visível que à temperatura ambiente os valores da tenacidade à fractura e da energia de fractura, dum modo geral, são superiores aos valores dos limites superiores apresentados para o betão de cimento, sendo os valores ainda maiores nos casos em que o betão polimérico é reforçado com fibra, sobretudo quando este é submetido a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura, que é o caso presente, e também em alguns casos após a realização de ciclos de fadiga térmica de congelação/descongelação [94]. Por outro lado, o valor de Q é muito maior no betão de cimento do que no betão polimérico, o que demonstra claramente ser aquele muito menos resistente à propagação de fendas, o qual tem por consequência um comportamento menos dúctil já que apresenta valores mais baixos de CTODc, ou seja, menores deformações plásticas na ponta da fenda.

5.2.3.2.3. Gráficos interpretativos dos resultados numéricos.

Os gráficos das figuras. 5.23 e 5.24 da página seguinte mostram a evolução da sensibilidade ao entalhe **SE** em função da relação de profundidade de entalhe a/d , de acordo com as diferentes geometrias de entalhe e condições ambientais, para os sistemas sem fibra e com 3% de fibra, respectivamente.

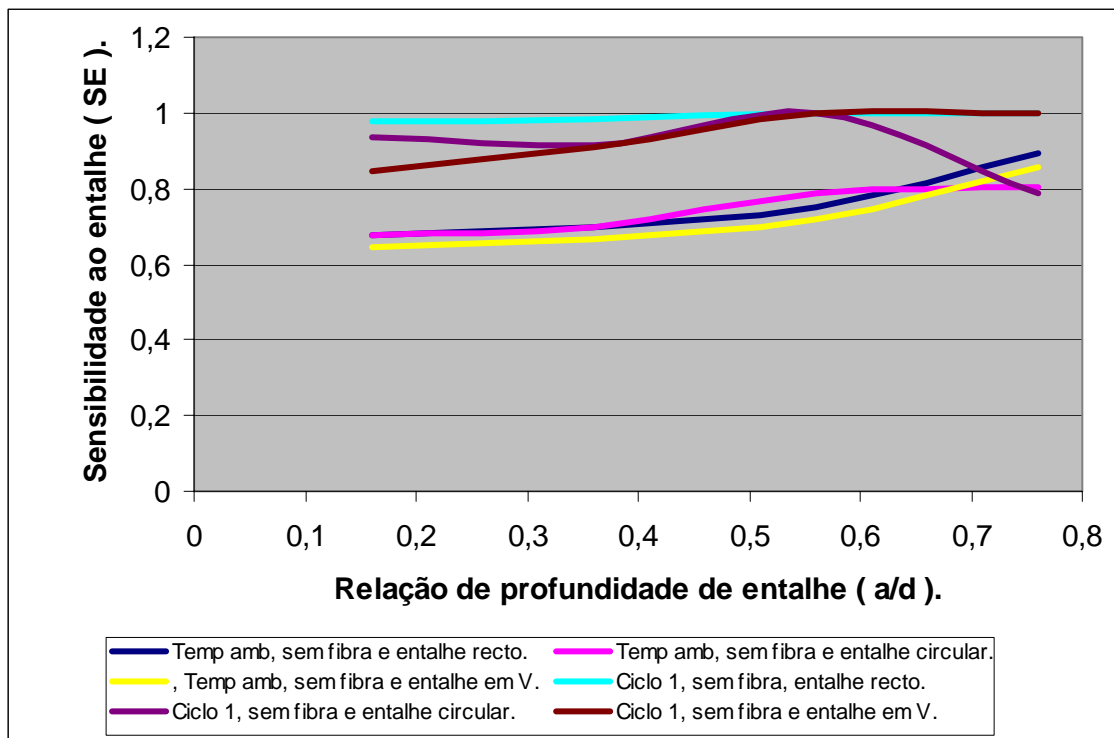


Figura 5.23 - Curvas de variação da Sensibilidade ao entalhe versus a/d , para os sistemas sem fibra.

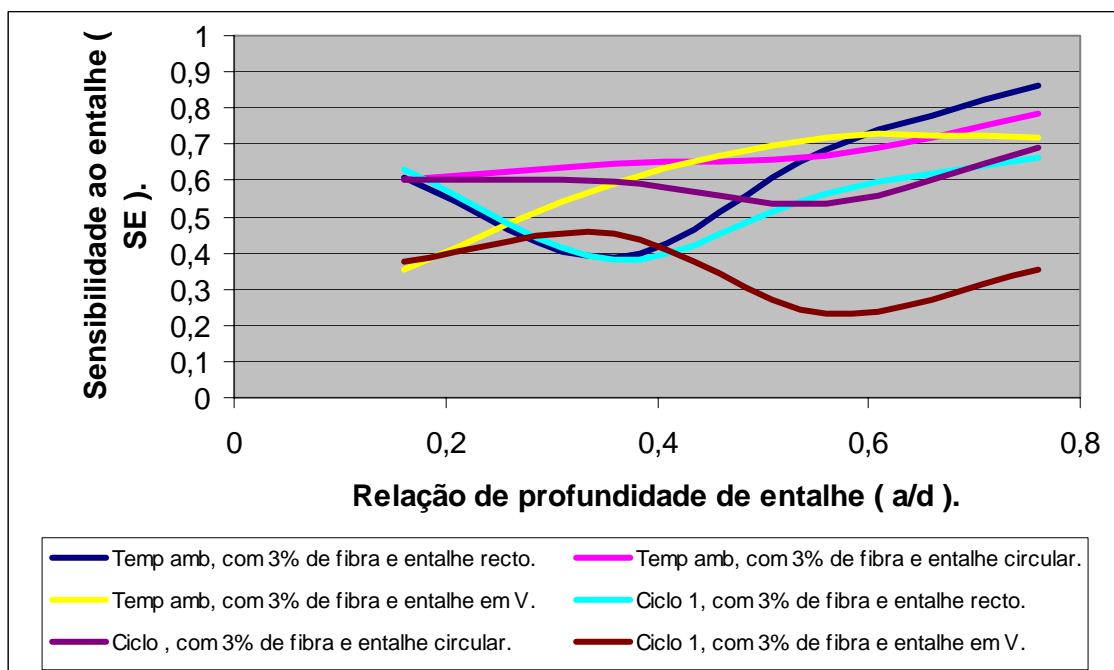


Figura 5.24 - Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d , para os sistemas com 3% de fibra.

Os gráficos das figuras 5.25, 5.26 e 5.27 mostram a variação da sensibilidade ao entalhe em função da relação a/d , de harmonia com os dois sistemas e diferentes condições ambientais e para as geometrias de entalhe, **recto**, **circular** e em **V**, respectivamente.

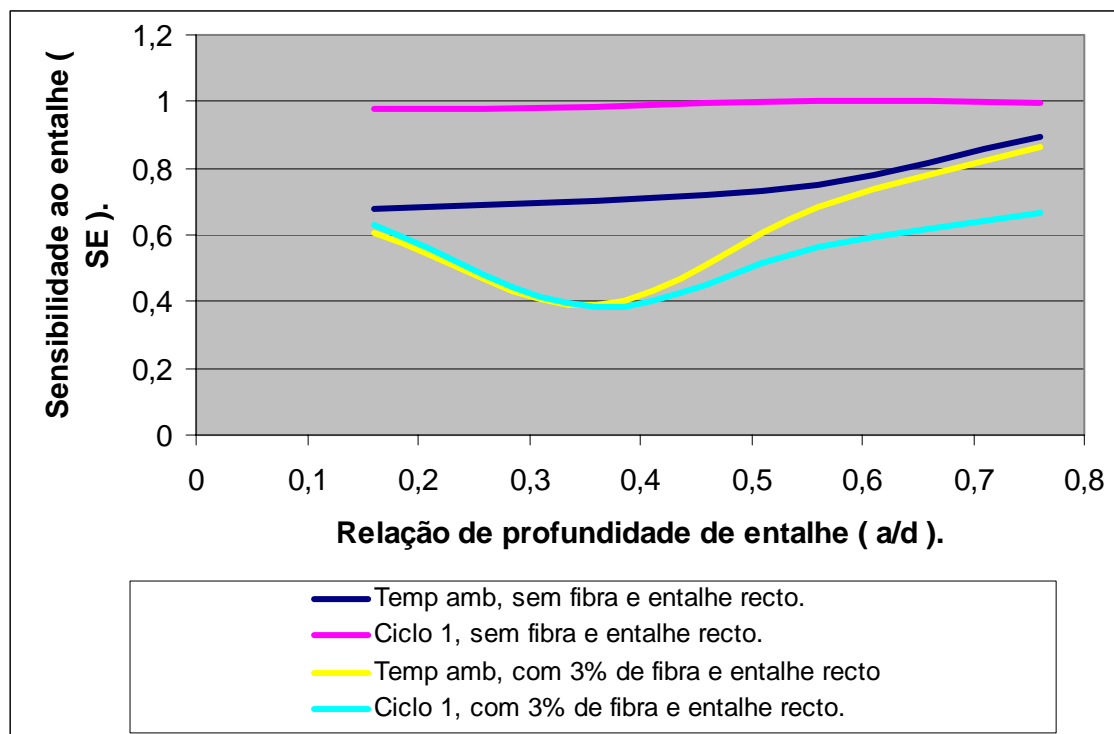


Figura 5.25 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d , para os sistemas com entalhe **recto**.

Com base na tabela 5.5 e analisando simultaneamente os gráficos das figuras 5.23, 5.24, 5.25, 5.26 e 5.27, pode concluir-se o seguinte:

Nos sistemas sem fibra à temperatura ambiente (entalhe em **V** e entalhe **recto**) a sensibilidade ao entalhe **SE** aumenta sucessivamente segundo uma trajectória curvilínea e concâva, embora na situação de entalhe em **V** se faça por valores da sensibilidade ao entalhe relativamente mais baixos. Quando o entalhe é **circular** a **SE** aumenta ligeiramente até ao valor de $a/d = 0,36$ e depois sobe, atingindo o seu maior valor para $a/d = 0,56$, e a partir daqui mantém-se constante, embora por pontos mais baixos relativamente às situações de entalhe em **V** e **recto**.

No que diz respeito aos sistemas sem fibra submetidos à acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**) têm valores da **SE** muito mais elevados do que no caso anterior. Assim, as vigas com entalhe **recto** apresentam a maior sensibilidade ao

entalhe, a qual, praticamente, não depende da profundidade de entalhe, mas se o entalhe for **circular** a sensibilidade ao entalhe aumenta sucessivamente até atingir o seu valor máximo para $a/d = 0,56$ e a seguir mantém-se com valores sensivelmente constantes acompanhando a situação anterior. No caso do entalhe ser em **V** nota-se uma maior vulnerabilidade à **SE**, a qual varia de forma sinusoidal com valor máximo em $a/d = 0,56$, descendo depois para valores inferiores aos valores da **SE** registados nos sistemas à temperatura ambiente com entalhe circular.

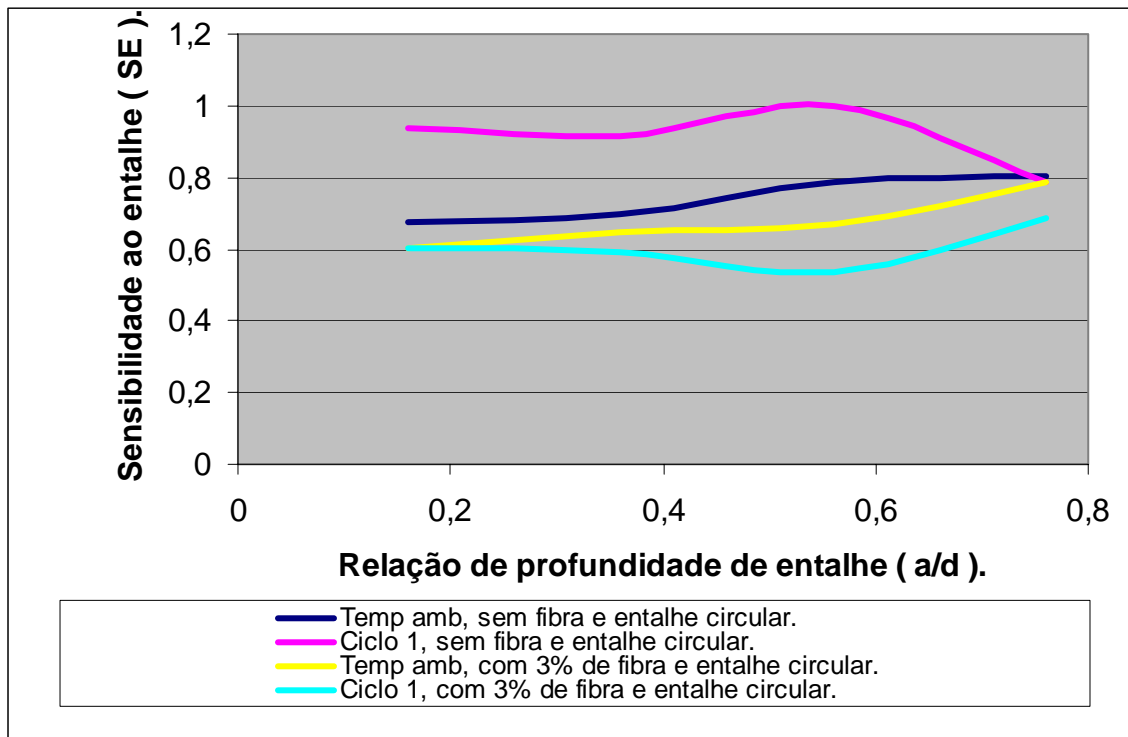


Figura 5.26 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d , para os sistemas com entalhe **circular**.

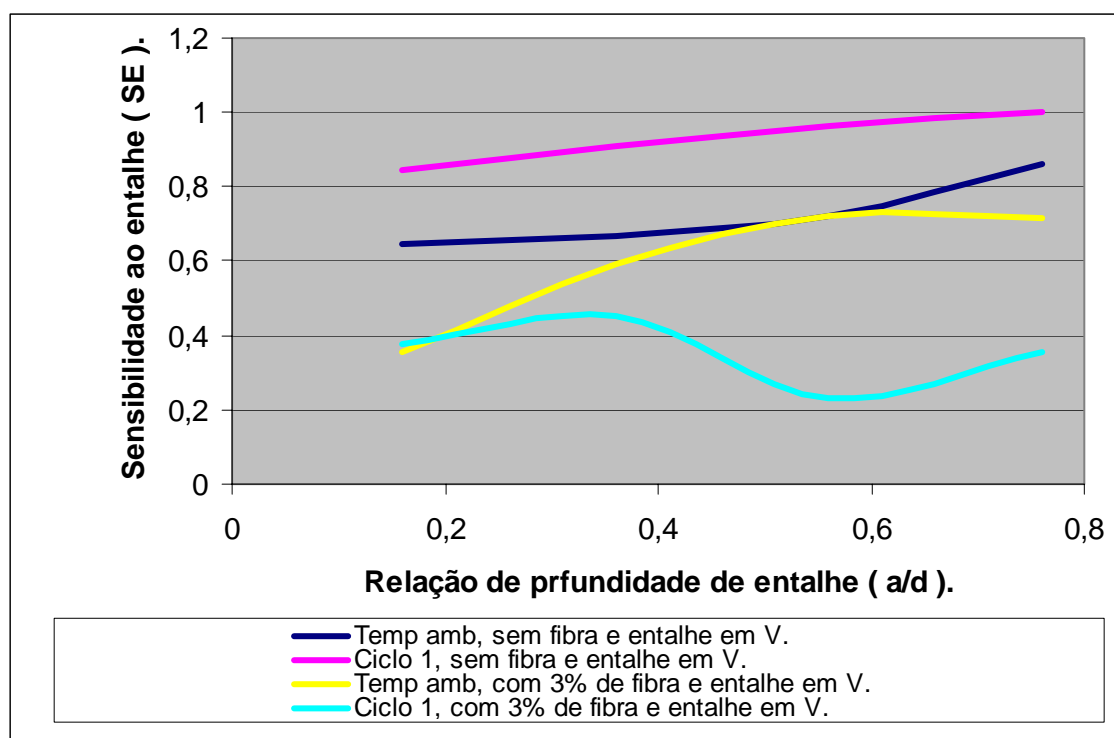


Figura 5.27 – Curvas de variação da sensibilidade ao entalhe versus a/d , para os sistemas com entalhe em V .

Nos sistemas com 3% de fibra à temperatura ambiente, as vigas com entalhe recto têm uma sensibilidade ao entalhe que diminui progressivamente até atingir o seu valor mínimo para $a/d = 0,36$ e depois sobe de forma mais acentuada até ao valor de $a/d = 0,56$, continuando a crescer menos intensamente até atingir o seu valor máximo de 0,863 para $a/d = 0,76$. O mesmo sistema submetido à acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura, **Ciclo 1**, tem uma evolução semelhante no que concerne aos valores da **SE**, embora por valores ligeiramente superiores até $a/d = 0,36$ (ponto onde apresentam um valor semelhante da **SE**) e por valores inferiores acima desta relação, até atingir o seu valor máximo de 0,663 para $a/d = 0,760$.

No tocante aos sistemas com 3% de fibra e entalhe circular à temperatura ambiente, e os mesmos sistemas sujeitos à acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura descrevem trajectórias semelhantes no que diz respeito à **SE**, partindo inicialmente de um valor idêntico desta, de 0,676, e atingindo depois um valor mínimo para $a/d = 0,56$. A seguir há uma subida progressiva da **SE** até ao valor de 0,806 nos sistemas à temperatura ambiente e de 0,689 no caso de as vigas terem estado sob a acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica.

Relativamente aos sistemas com 3% de fibra e entalhe em V verifica-se que à temperatura ambiente a **SE** varia segundo uma trajectória curvilínea convexa, partindo

de um valor mínimo da **SE** de 0,355, atingindo depois o seu valor máximo de 0,719 para $a/d = 0,56$ e a seguir permanece constante até $a/d = 0,760$. Enquanto que, nos sistemas que sofrem o efeito do **Ciclo 1** de fadiga térmica a variação da **SE** é sinusoidal, partindo de um valor inicial quase igual ao anterior (0,378) em $a/d = 0,16$, subindo depois para 0,451 para $a/d = 0,360$, e logo a seguir desce para o valor de 0,233 no ponto de abcissa $a/d = 0,56$, e finalmente aumenta para 0,353 no ponto correspondente à maior profundidade de entalhe, isto é para $a/d = 0,760$.

Deve ainda salientar-se que os valores da **SE** para estes sistemas com 3% de fibra são geralmente inferiores aos verificados nos mesmos sistemas, mas sem fibra, independentemente da geometria de entalhe. Nos sistemas com 3% de fibra, a **SE** à temperatura ambiente é superior à verificada nos mesmos sistemas, quando sujeitos ao **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura.

Os gráficos das figuras 5.28 e 5.29 ilustram a evolução da energia de fractura G_f , em função da relação de profundidade de entalhe a/d , de acordo com as diferentes geometrias de entalhe e condições ambientais, para os sistemas sem fibra e com 3% de fibra, respectivamente.

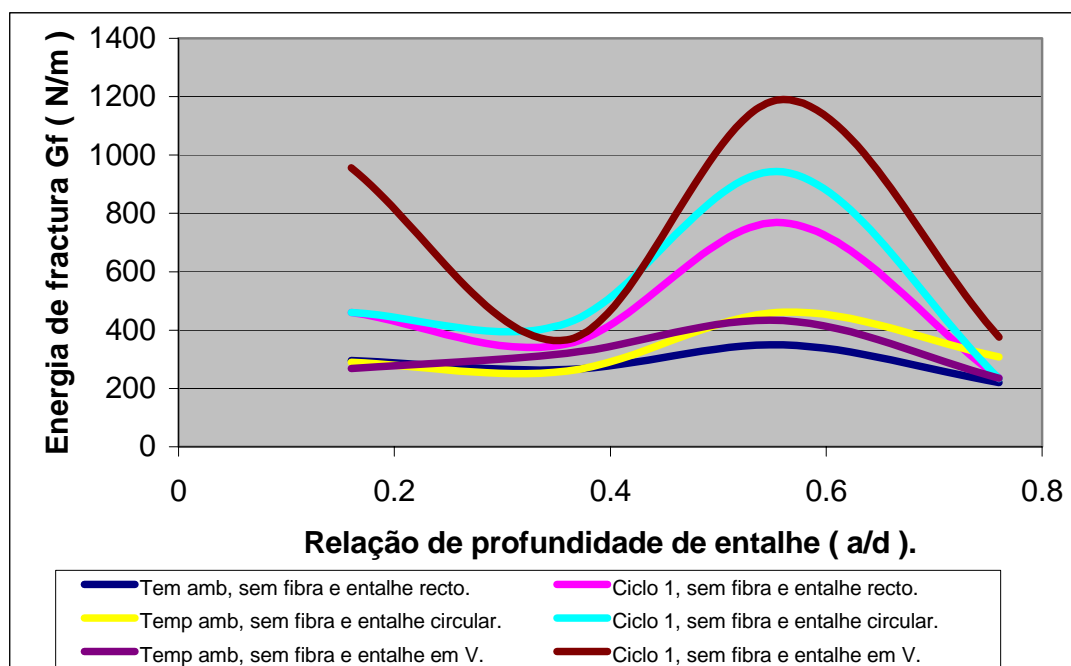


Figura 5.28 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d , para os sistemas sem fibra.

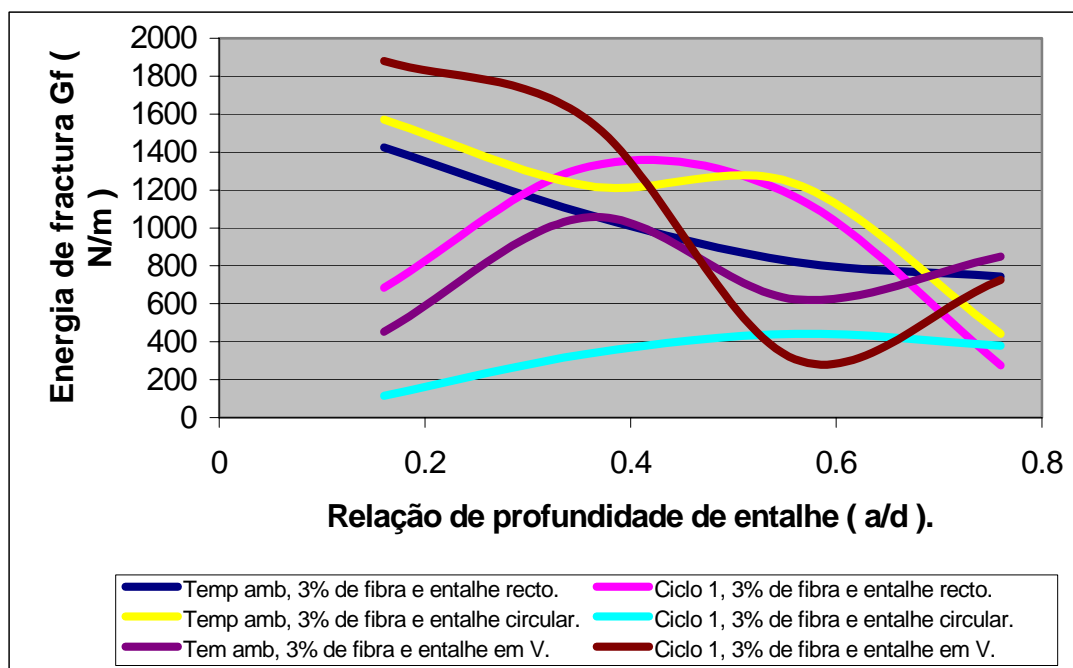


Figura 5.29 – Curvas de variação da energia de fratura versus a/d , para os sistemas com 3% de fibra.

Os gráficos das figuras 5.30, 5.31 e 5.32 ilustram a evolução da energia de fratura G_f , em função da relação a/d , de harmonia com os dois sistemas e diferentes condições ambientais e geometrias de entalhe, **recto**, **circular** e em **V**, respectivamente.

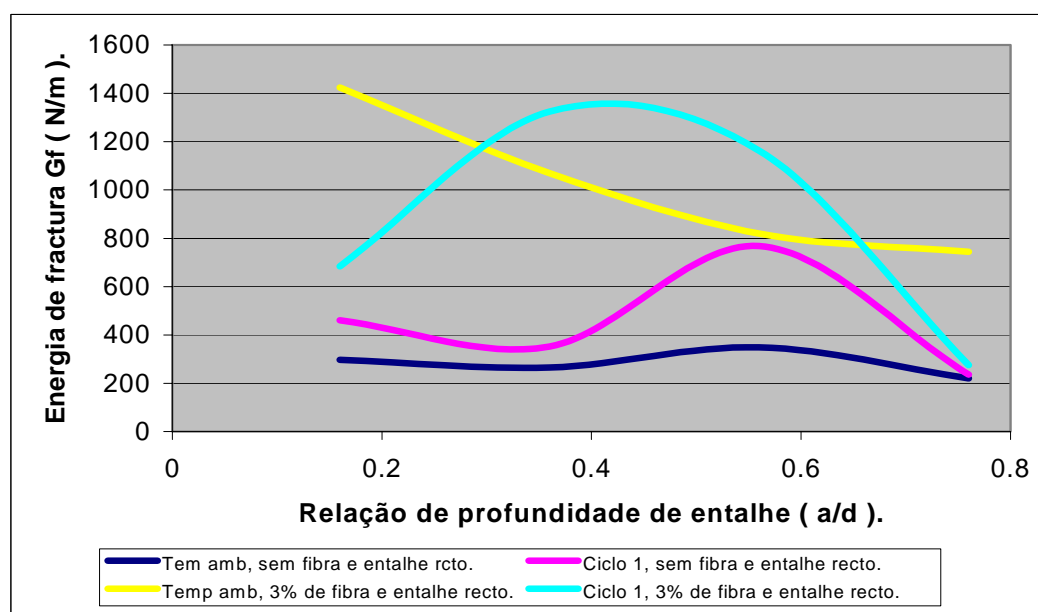


Figura. 530 – Curvas de variação da energia de fratura versus a/d , para a geometria de entalhe **recto**.

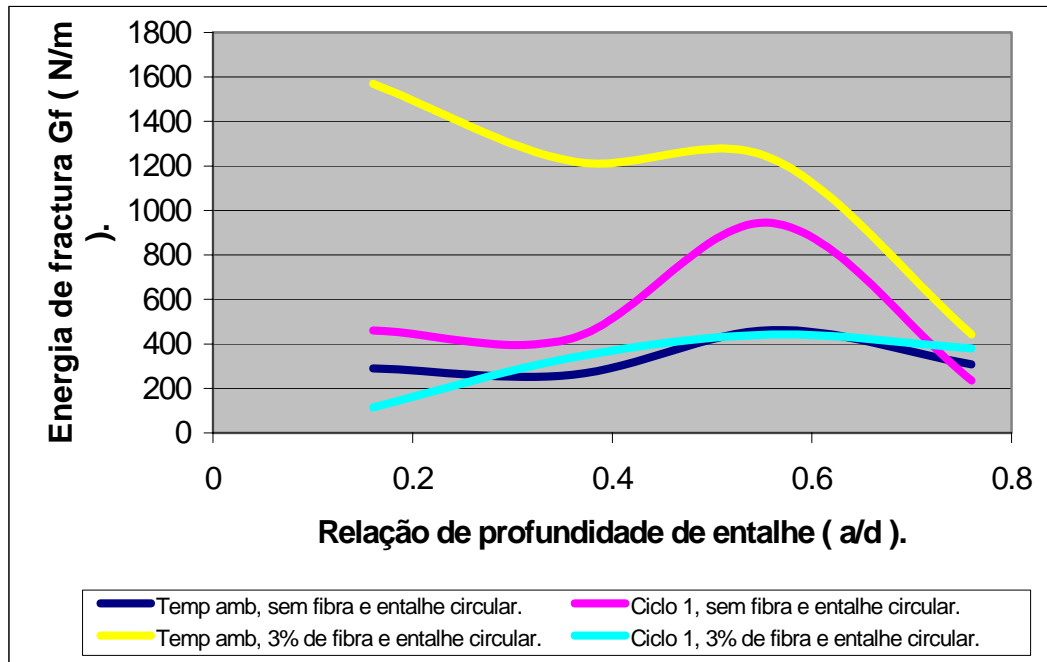


Figura 5.31 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d , para a geometria de entalhe circular.

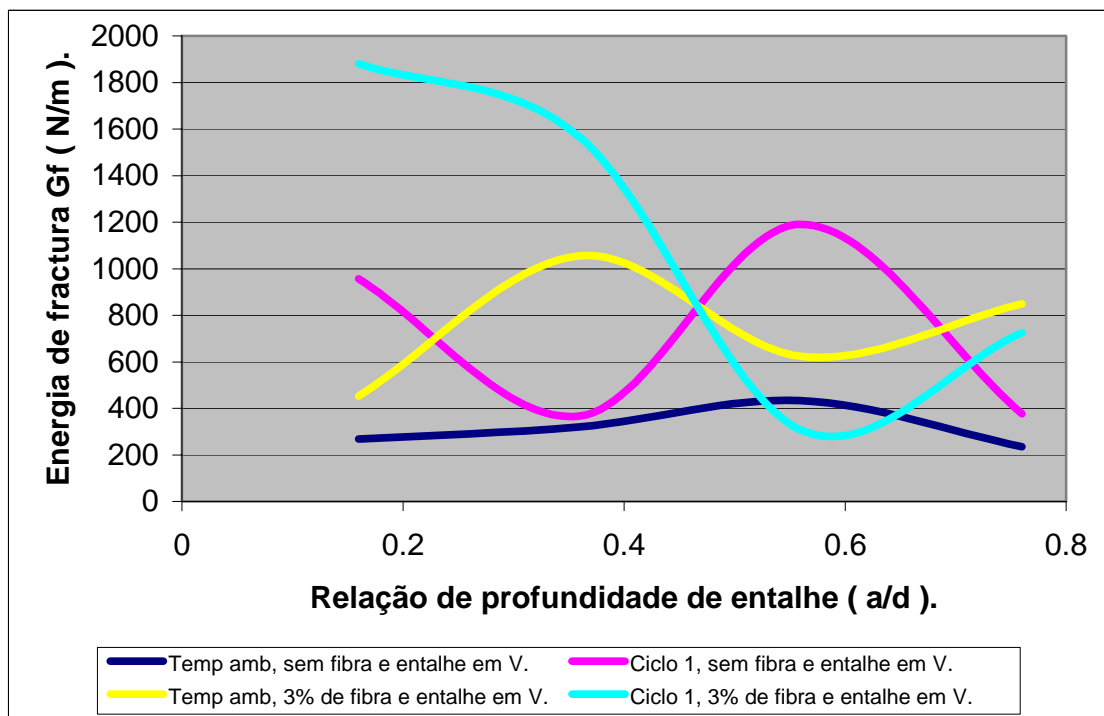


Figura 5.32 – Curvas de variação da energia de fractura versus a/d , para a geometria de entalhe em V.

Debruçando-nos sobre a Tabela 5.5 e observando ao mesmo tempo os gráficos das figuras 5.28, 5.29, 5.30, 5.31 e 5.32 pode afirmar-se o seguinte:

As vigas sem fibra, quer à temperatura ambiente quer sob a acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura, **Ciclo1**, para as três formas geométricas de entalhe apresentam uma variação sinusoidal quanto à evolução dos valores da energia de fractura. A trajectória destes valores manifesta-se por uma diminuição da energia de fractura até atingir os valores mínimos em $a/d = 0,36$, queda esta que se acentua para os sistemas sujeitos à acção do **Ciclo 1** (descida mais íngreme no entalhe em **V**, depois menos intensa no entalhe **recto** e ainda menos notória no entalhe **circular**). Entre $a/d = 0,36$ e $a/d = 0,56$ há um aumento dos valores da energia de fractura maior nos sistemas submetidos ao efeito do **Ciclo 1** de fadiga térmica, até se chegar aos valores máximos da energia de fractura para $a/d = 0,56$. No momento seguinte a energia de fractura desce de forma idêntica aquela que teve lugar entre $a/d = 0,16$ e $a/d = 0,36$. Assim, à temperatura ambiente e para $a/d = 0,36$, os valores mínimos atingidos foram de 260,2 N/m para entalhe **circular**, de 265,4 N/m quando o entalhe é **recto** e de 320,65 N/m para o caso do entalhe em **V**. Ao passo que os mesmos mínimos alcançados no caso dos provetes serem sujeitos ao **Ciclo 1** de fadiga térmica foram de 352,7 N/m na situação de entalhe **recto**, de 366,50 N/m para a geometria de entalhe em **V** e de 424,80 quando o entalhe é **circular**. Os máximos valores atingidos, para $a/d = 0,56$, à temperatura ambiente, foram de 392,10 N/m para entalhe **circular**, de 349,10 N/m na situação de entalhe **recto** e de 433,01 N/m quando o entalhe é em **V**. Aplicando-se o **Ciclo 1** de fadiga térmica às vigas, os valores máximos atingidos para $a/d = 0,56$ foram de 768,20 N/m quando o entalhe é **recto**, de 1190,50 N/m para o caso do entalhe em **V** e de 943,00 N/m na situação de entalhe **circular**. Por conseguinte, os sistemas sem fibra à temperatura ambiente exibem valores da energia de fractura muito inferiores aos verificados nos casos em que os sistemas sofreram a acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica.

Nos sistemas com 3% de fibra à temperatura ambiente a evolução dos valores da energia de fractura é muito diversificada. Nos sistemas com entalhe **recto** a energia de fractura varia segundo uma curva ligeiramente concâva que desce ao longo de toda a gama de profundidade de entalhe. Se o entalhe for **circular**, a energia de fractura varia de forma sinusoidal com concavidades e convexidades pouco profundas, mas por valores mais altos, em relação à situação de entalhe **recto**, pelo menos até ao valor de $a/d = 0,56$. No que diz respeito ao entalhe em **V**, a trajectória da energia de fractura é da forma sinusoidal com concavidades e convexidades acentuadas, em que o mínimo da

energia de fractura é atingido em $a/d = 0,36$ e é de 1058,80 N/m, e o seu valor máximo encontra-se no ponto de abcissa $a/d = 0,56$ e é de 624,30 N/m.

Nos sistemas com 3% de fibra sujeitos ao efeito do **Ciclo1** de fadiga térmica verifica-se que na situação de entalhe **recto**, os valores da energia de fractura variam segundo o lugar geométrico de uma curva convexa que atinge o seu valor máximo para $a/d = 0,40$, aproximadamente, e foi de 1300 N/m. Quando o entalhe é **circular** os valores da energia de fractura também seguem uma trajectória curvilínea e convexa, mas com uma convexidade muito menos acentuada em relação à situação anterior, sendo o valor máximo da energia de fractura de 441,10 N/m para $a/d = 0,56$. Falando agora das vigas com entalhe em **V** nota-se que o valor da energia de fractura desce bruscamente à medida que a relação a/d aumenta, até tomar o seu valor mínimo de 306,80 N/m em $a/d = 0,56$. Seguidamente, os valores da energia de fractura sobem até o valor desta se aproximar do valor da energia de fractura registado nas vigas com entalhe **recto** à temperatura ambiente.

No gráfico da figura 5.33 apresentam-se os valores da tenacidade à fractura, ou seja do factor de intensidade de tensão crítico K_{IC} (MPa. $m^{1/2}$), em função das condições ambientais e para os dois sistemas e diferentes formas da geometria do entalhe e metodologias de cálculo das propriedades de fractura.

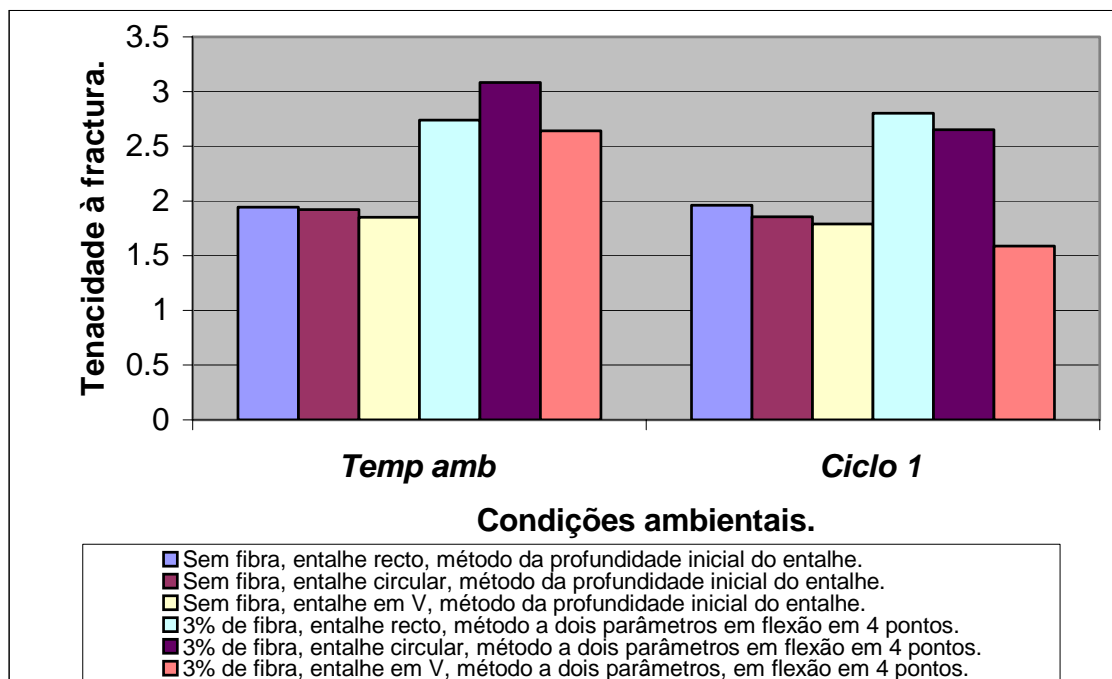


Figura 5.33 – Variação da tenacidade à fractura com as condições ambientais, de acordo com as diversas metodologias de determinação das propriedades de fractura e diferentes geometrias de entalhe.

No gráfico da figura 5.34 mostram-se os valores do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda $CTOD_C$ (mm) em função das condições ambientais, para os sistemas com 3% de fibra e diferentes condições ambientais e utilizando o método a dois parâmetros em flexão em quatro pontos para o cálculo desse deslocamento.

Observando a tabela 5.6 e analisando o gráfico da figura 5.33 verifica-se que nos sistemas sem fibra, à temperatura ambiente, a tenacidade à fractura diminui ligeiramente quando se passa do entalhe **recto** para o entalhe **circular** (- 1,03%) e do entalhe **circular** para o entalhe em **V** (- 3,6%). Os mesmos sistemas quando sujeitos ao efeito dos ciclos fadiga térmica a alta temperatura **Ciclo 1**, a resistência à propagação de fendas também diminui, mas de uma forma mais acentuada quando se passa do entalhe **recto** para o entalhe **circular** (- 5,1%), e do entalhe **circular** para o entalhe em **V** (- 3,8%). A influência do **Ciclo 1** sobre os mesmos sistemas em relação à temperatura ambiente traduz-se numa leve subida do valor da tenacidade à fractura (+ 1,02%) na situação de entalhe **recto** e de uma queda da mesma, de cerca de (-3,1%) quando o entalhe é **circular**, e finalmente de uma descida da tenacidade à fractura de (3,2%) nas vigas com entalhe em **V**, sendo esta geometria a mais sensível à fractura e que provavelmente atingirá mais rapidamente o colapso da estrutura.

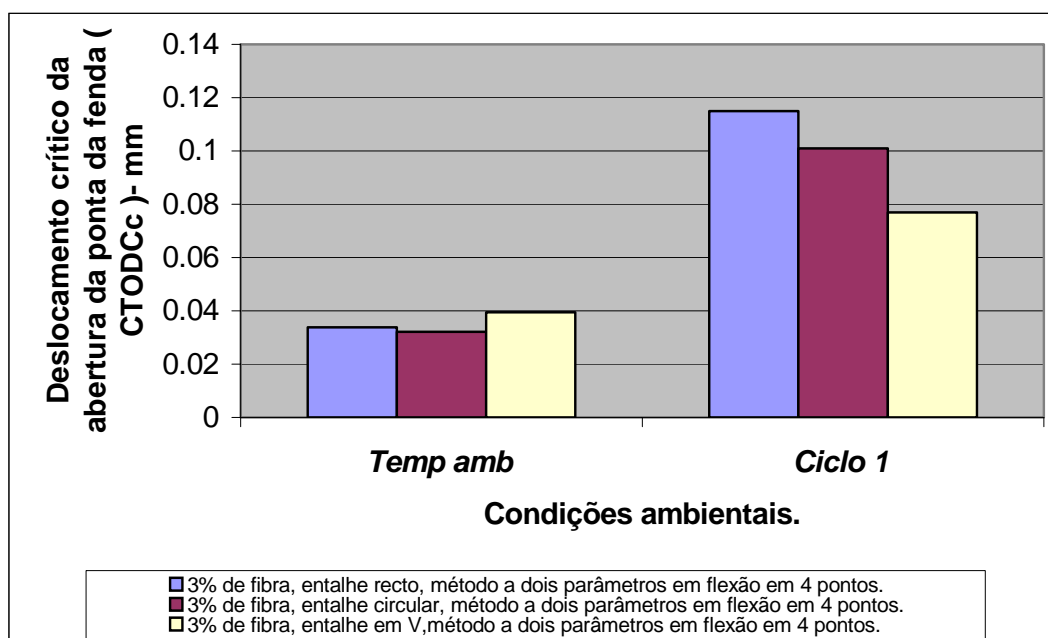


Figura 5.34 – Variação do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda com as condições ambientais, para os sistemas com 3% de fibra e diferentes geometrias de entalhe.

Nos sistemas com 3% de fibra à temperatura ambiente registaram-se os maiores valores da tenacidade à fractura, verificando-se que, quando o entalhe é **recto** esta propriedade apresenta o maior valor (3,083) MPa . m^{1/2} e logo a seguir o maior valor da tenacidade surge nas vigas com entalhe **circular** (2,74) MPa . m^{1/2}, sendo o valor mais baixo da tenacidade à fractura pertencente aos sistemas com entalhe em **V**, os quais se revelam mais vulneráveis à fractura. Quando as vigas são submetidas à acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica, a resistência à propagação de fendas diminui (2,1%) nos sistemas com entalhe **recto**, 14% nos sistemas com entalhe **circular** e 39,8% nos sistemas com entalhe em **V**, sendo estes últimos a sofrer maior degradação das propriedades de fractura após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura.

Partindo da tabela 5.6 e analisando o gráfico da figura 5.34 observa-se que os sistemas com 3% de fibra à temperatura ambiente exibem valores do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda CTOD_C, que diminuem 5,03% quando se passa do entalhe **recto** para o entalhe **circular** e que aumentam 18,52% na passagem do entalhe **circular** para o entalhe em **V**. Os mesmos sistemas quando submetidos à acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura evidenciam uma diminuição dos valores de CTOD_C de 12,2% na transição do entalhe **recto** para o entalhe **circular** e de 23,8% quando se passa do entalhe **circular** para o entalhe em **V**. O efeito do **Ciclo 1** de fadiga térmica sobre os mesmos sistemas induz uma subida intensa dos valores do deslocamento crítico da abertura da ponta da fenda de 70,60% no caso de entalhe ser **recto**, de 68,20% na situação de entalhe **circular** e de 48,8% quando o entalhe é em **V**, denotando haver nestes sistemas maiores deformações plásticas na ponta da fenda, relativamente aos mesmos sistemas à temperatura ambiente.

O parâmetro singular **Q** para estes casos tem valores que geralmente aumentam quando a tenacidade à fractura **K_{IC}** diminui.

O tratamento estatístico dado aos resultados experimentais no que diz respeito às propriedades de fractura é mais apurado e preciso quando se emprega o método a dois parâmetros em flexão em quatro pontos, o que conduz a maiores níveis de confiança na obtenção dos resultados experimentais, comparativamente aos obtidos usando o método da profundidade inicial do entalhe.

5.2.3.2.4. Previsão e comparação do comportamento à fractura.

È possível prever analiticamente o comportamento à fractura dos betões poliméricos aqui estudados empregando um modelo dado pela equação (19), que permite a construção das curvas $(\Delta \alpha / \alpha_i)$ versus (Q / a_f) , relativamente aos sistemas com fibra em betão polimérico e para as diferentes condições ambientais e geometrias de entalhe, mediante as quais se comparam as soluções prevista e experimental. Estas curvas constam dos gráficos das figuras 5.35, 5.36, 5.37, 5.38 e 5.39.

Observando com atenção os gráficos destas figuras verifica-se que geralmente os valores de (Q / a_f) aumentam quando $(\Delta \alpha / \alpha_i)$ diminui. Assim, nos sistemas com fibra à temperatura ambiente, ao passar da situação de entalhe **recto** para **circular** verifica-se que as curvas correspondentes tornam-se mais achatadas, isto é menos abertas, e mais abertas na transição de entalhe **recto** para entalhe em **V**, onde se registam os maiores valores de $(\Delta \alpha / \alpha_i)$ e os menores valores de (Q / a_f) , denotando neste último caso a menor resistência à propagação de fendas e um comportamento mais frágil. Os sistemas sujeitos à acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica sofrem uma leve queda da relação (Q / a_f) no que diz respeito à situação de entalhe **recto**, notando-se uma queda ainda mais acentuada da mesma, em relação às vigas com entalhe **circular**, e registou-se um subida intensa daquela relação ao passar do entalhe **recto** para o entalhe em **V**. Para além disso, a forma das curvas após a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura é diferente correlativamente aos sistemas à temperatura ambiente

O modelo analítico proposto traduz uma solução prevista relativamente à solução experimental, obtendo-se um ajustamento razoável na evolução de ambos os resultados.

Nas figuras 5.40, 5.41, 5.42 e 5.43 mostram-se as superfícies laterais de fractura para diversas condições e/ou situações nelas especificadas, onde se pode ver a trajectória das fendas após a realização dos ensaios de fractura.

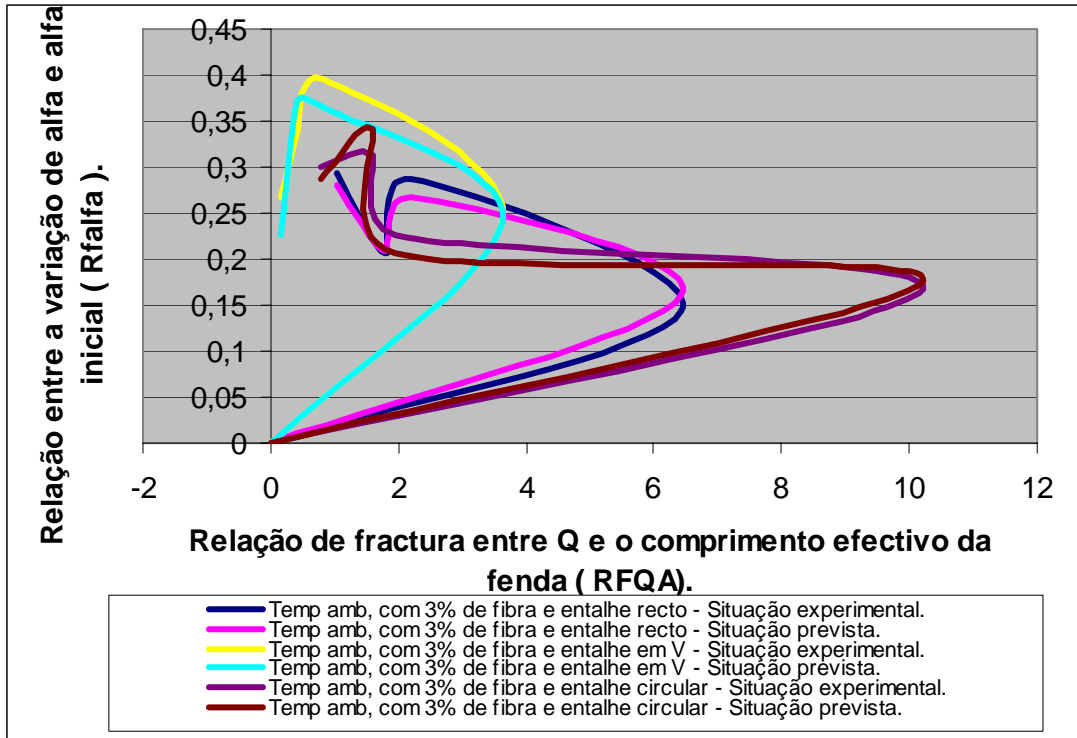


Figura 5.35 – Curvas ($\Delta \alpha / \alpha_i$) versus (Q / a_f), à temperatura ambiente e para as diversas situações

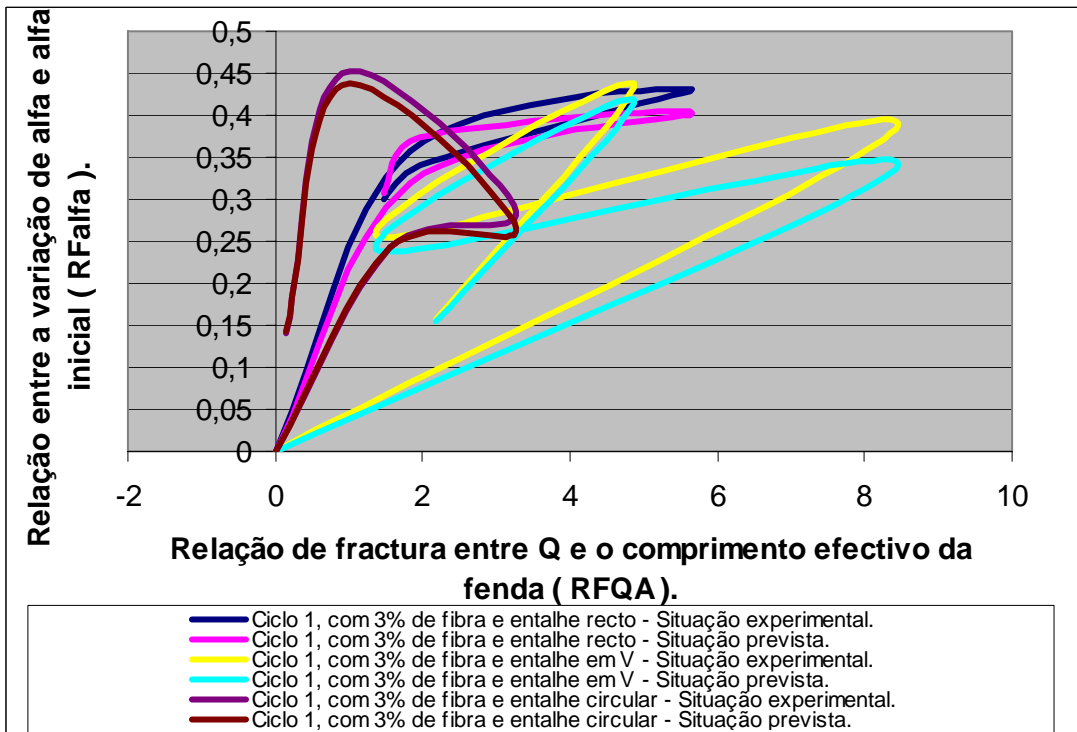


Figura 5.36 – Curvas ($\Delta \alpha / \alpha_i$) versus (Q / a_f), para os sistemas sujeitos à acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura **Ciclo 1** e de acordo com as diferentes situações.

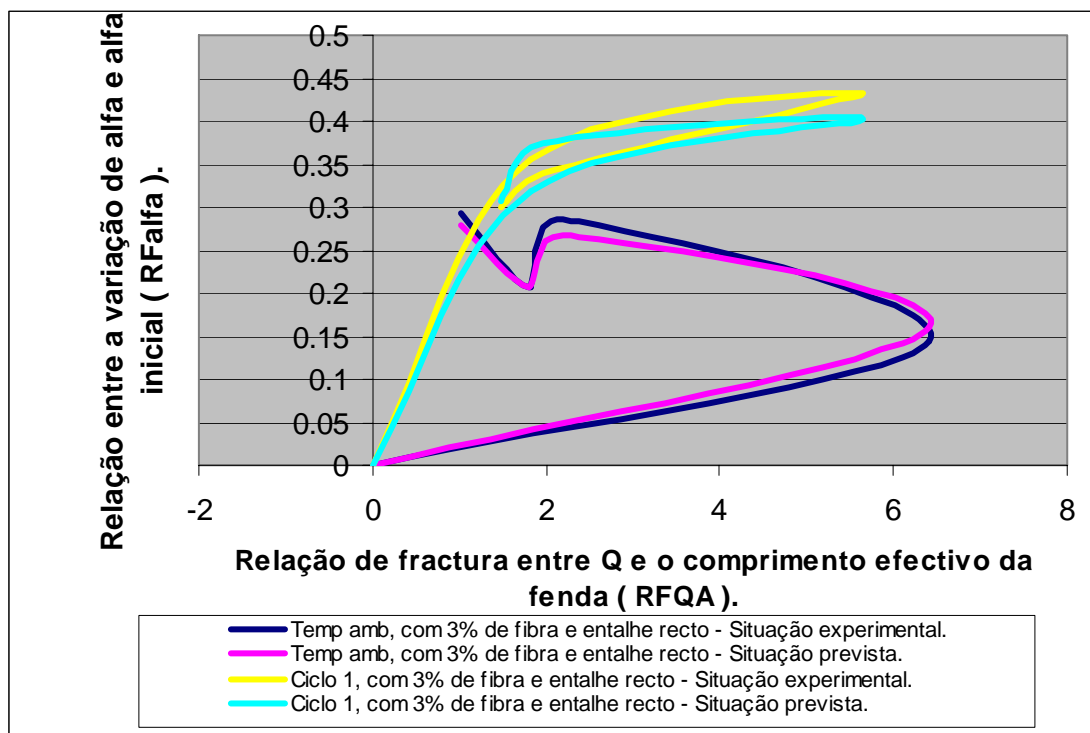


Figura 5.37 – Curvas $(\Delta \alpha / \alpha_i)$ versus (Q / a_f) , para os sistemas com entalhe **recto** e diferentes condições ambientais.

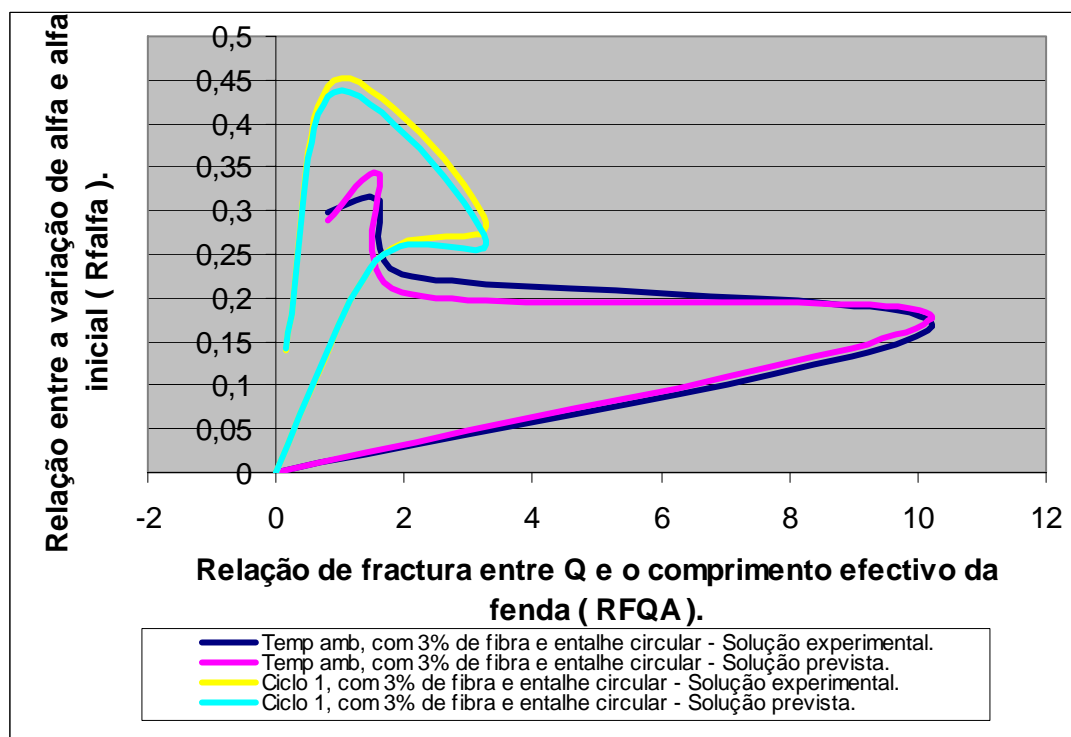


Figura 5.38 – Curvas $(\Delta \alpha / \alpha_i)$ versus (Q / a_f) , para os sistemas com entalhe **circular** e diferentes condições ambientais.

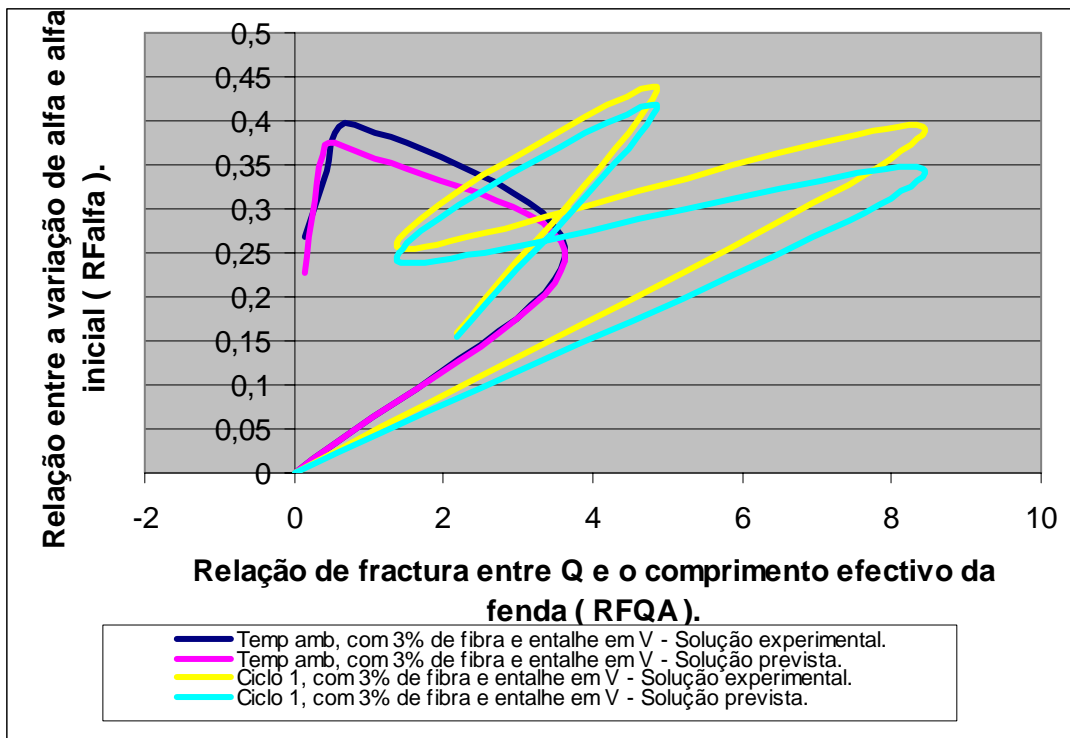


Figura 5.39 – Curvas $(\Delta \alpha / \alpha_i)$ versus (Q / a_f) , para os sistemas com entalhe em V e diferentes condições ambientais.

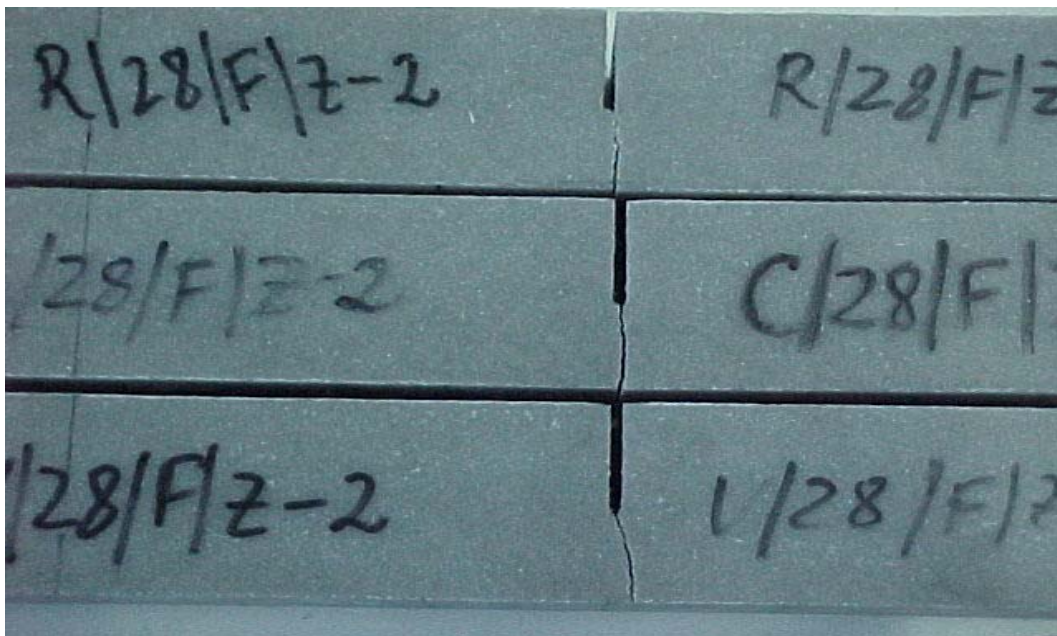


Figura 5.40 – Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura, para as vigas sem fibra à temperatura ambiente e com geometrias de entalhe **recto**, **circular** e em **V**, sendo a profundidade de entalhe de 28 mm.

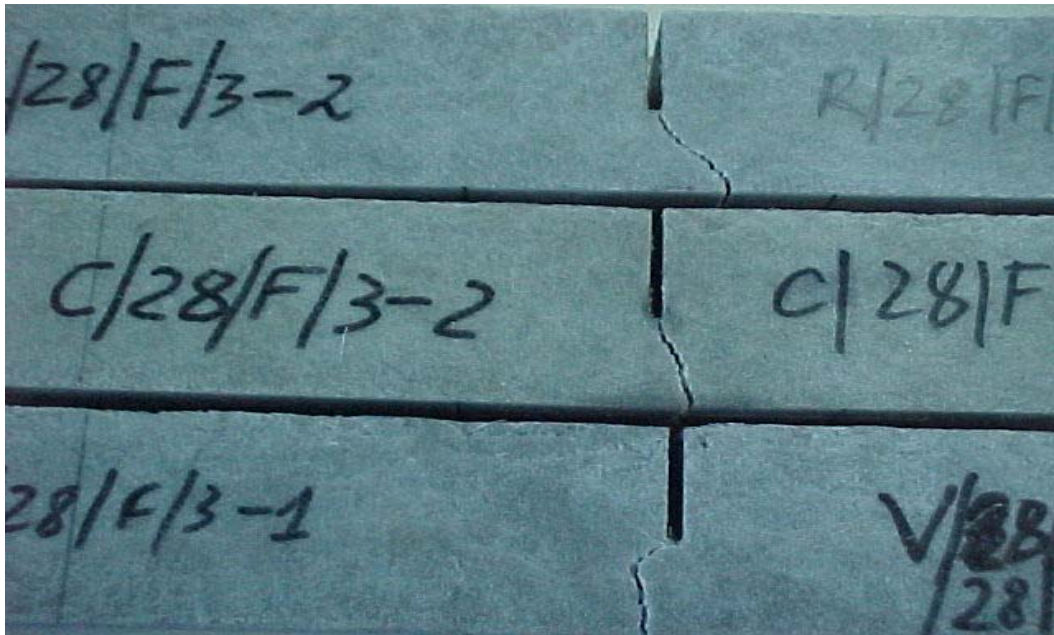


Figura 5.41 – Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura, para as vigas com fibra à temperatura ambiente e com geometrias de entalhe **recto**, **circular** e em **V**, sendo a profundidade de entalhe de 28 mm

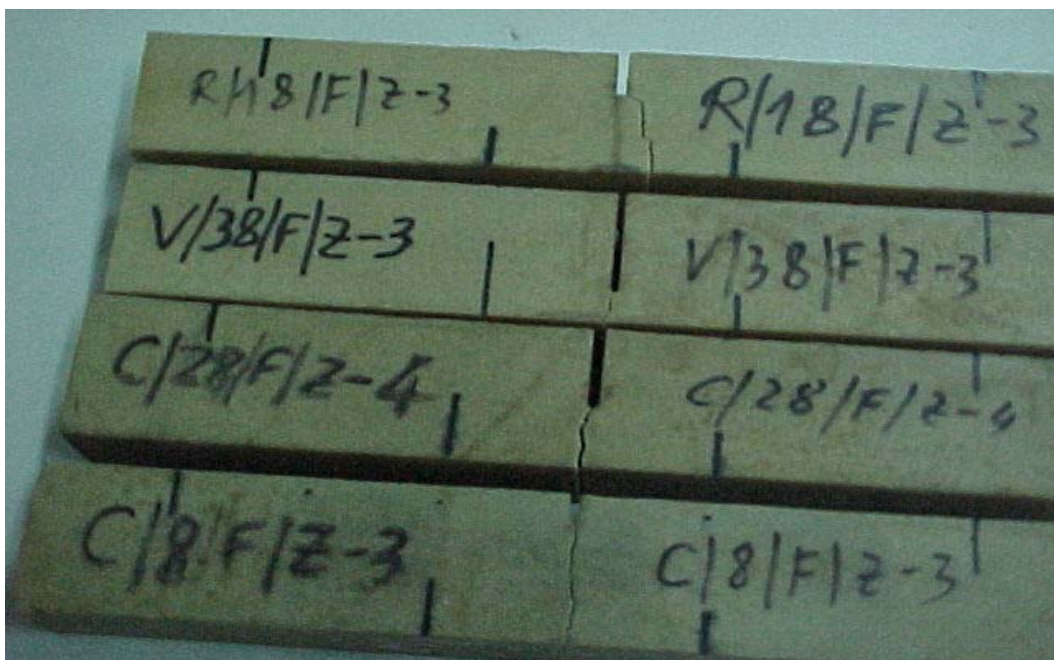


Figura 5.42 – Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura, para as vigas sem fibra sob a acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica e com geometrias de entalhe **recto**, em **V** e **circular**, abrangendo várias profundidades de entalhe.

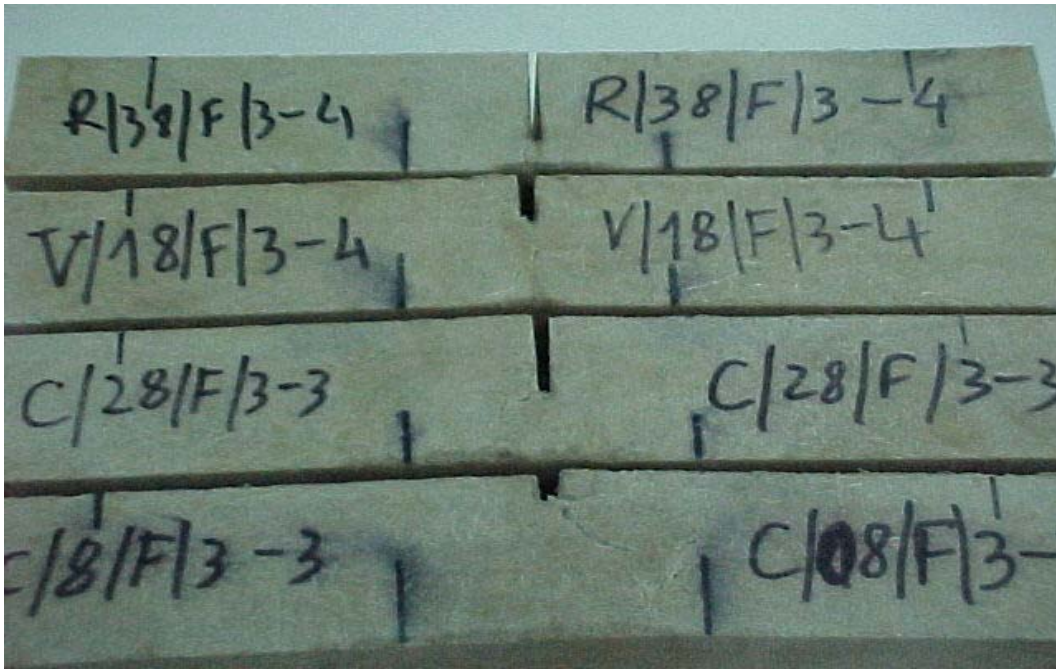


Figura 5.43 – Aspecto lateral das fendas após a realização dos ensaios de fractura, para as vigas com fibra sob a acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica e com geometrias de entalhe **recto**, em **V** e **circular**, abrangendo várias profundidades de entalhe.

5.2.4. Conclusões

- À temperatura ambiente, o betão não reforçado tem uma resistência à flexão estática menor do que quando reforçado, e após a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura, o primeiro sofre uma queda da resistência de cerca de 25%, enquanto que no segundo caso esta melhora ligeiramente;
- Nos sistemas sem fibra à temperatura ambiente, a geometria do entalhe tem muito pouca influência nos valores da sensibilidade ao entalhe **SE**, embora se notem ligeiras diferenças, sendo o entalhe **circular** o mais sensível e estável à variação da profundidade de entalhe em relação às outras geometrias do entalhe. Todavia a acção do **Ciclo 1** aumenta substancialmente os valores da **SE** com fortes flutuações nas situações de entalhe **circular** e em **V**, as quais são mais visíveis nesta última geometria de entalhe, e os sistemas com entalhe **recto** são os mais sensíveis ao entalhe até à profundidade de entalhe de 28mm, mantendo-se depois estável independentemente da profundidade de entalhe;

- Os valores da **SE** nos sistemas com fibra são inferiores aos verificados nos mesmos sistemas mas sem fibra, seja qual for a geometria do entalhe ou condição ambiental;
- Nos sistemas sem fibra, quer à temperatura ambiente quer sob o efeito do **Ciclo 1** de fadiga térmica, os valores da energia de fractura variam de forma sinusoidal, sendo as curvas muito semelhantes nos dois casos, embora o efeito daquele ciclo aumente consideravelmente os valores da energia de fractura com mínimos e máximos relativos nas profundidades de entalhe de 18 e 28 mm, respectivamente;
- Nos sistemas com fibra, independentemente das condições ambientais a variação dos valores da energia de fractura é muito diversificada, em geral pouco variável com a geometria do entalhe, sendo aqueles valores superiores aos registados nos sistemas sem fibra, sobretudo à temperatura ambiente;
- Nos sistemas sem fibra à temperatura ambiente, a tenacidade à fractura diminui ligeiramente quando se passa do entalhe **recto** para o entalhe **circular** e desce mais intensamente na passagem do entalhe **circular** para o entalhe em **V**, embora a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica aumente levemente os valores da tenacidade à fractura na situação de entalhe **recto** e provoque uma queda idêntica da mesma nos outros dois casos, mais acentuada portanto no entalhe em **V**;
- Nos sistemas com fibra à temperatura ambiente registaram-se maiores valores da tenacidade à fractura, que variam no mesmo sentido quanto à geometria do entalhe, relativamente aos sistemas sem fibra. Porém, o efeito do ciclo térmico degrada as propriedades de fractura de forma mais intensa nos sistemas com entalhe **recto** em relação ao entalhe **circular**, registando-se a maior queda na situação de entalhe em **V**;
- A tenacidade à fractura não depende da profundidade de entalhe e os níveis de confiança obtidos no tratamento dos resultados experimentais no que respeita às propriedades de fractura são maiores quando se emprega o modelo a dois parâmetros do que quando se utiliza o método da profundidade inicial do entalhe;
- O modelo analítico proposto para representar e prever o comportamento à fractura dos sistemas com fibra ajusta-se razoavelmente à solução experimental;
- Os valores de **Q** e de **K_{IC}** variam em ordem inversa;

- O betão polimérico tem propriedades de fractura superiores às do betão de cimento, tanto á temperatura ambiente como depois do material ser submetido a acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura.

Capítulo 6

Comportamento à Fluência de Betões Poliméricos

6. COMPORTAMENTO À FLUÊNCIA DE BETÕES POLIMÉRICOS

6.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se à análise do comportamento mecânico e estrutural dos materiais, referindo os princípios fundamentais e aplicações mais importantes da fluência em polímeros betões tradicionais e/ou poliméricos (recorde-se que os polímeros e betões poliméricos, estão particularmente sujeitos a fluência a altas temperaturas e mesmo à temperatura ambiente e com pequenas cargas). Para além do problema das altas temperaturas, o estudo da fluência introduz a variável tempo nas equações constitutivas do material.

A fluência será estudada na perspectiva de avaliação da integridade estrutural e de utilização e não do metalurgista. Os aspectos mais importantes a referir aqui são, portanto, princípios básicos relativos às metodologias de verificação do comportamento à fluência, designadamente os métodos experimentais, incluindo os métodos de extrapolação dos resultados e interpretação dos mesmos e ainda modelos propostos de previsão do comportamento, principalmente aqueles que assentam em equações viscoelásticas lineares.

As grandes deformações à fluência ocorrem em polímeros acima da temperatura de transição vítrea (T_g) particular do material. Assim, polímeros que estão num estado de cura ou de borracha são susceptíveis de fluência, o que ocorre muitas vezes e sempre à temperatura ambiente. O betão flui à temperatura ambiente, mas o processo evolui lentamente no tempo, ocorrendo unicamente pequenas deformações adicionais após pelo menos um ano [110].

Há mais de duas décadas que a realização de trabalhos de investigação mostra que a inclusão de fibras de aço em vigas de betão reforçado convencionalmente e debaixo de carregamento dinâmico resulta num melhor controle da fendilhação e da deflexão, numa

maior resistência ao corte e no melhoramento das performances à fadiga e das transformações estruturais de estabilidade e integridade [111, 112]. Raramente, em vários aspectos de utilidade em serviço, o comportamento dependente do tempo, de cada uma das vigas (referidas como vigas de betão reforçado com fibra de aço) foi adequadamente investigado.

Vários estudos efectuados em betões com fibras de aço [113] sobre as propriedades do material dependentes do tempo, indicam que as fibras de aço proporcionam restrições no controle da fluência e contracção de matrizes cimentosas, quando solicitadas à compressão e à flexão [114]. Foi também divulgado que o betão com fibra de aço submetido a esforços de compressão conduz a menores deformações por contracção, mas a deformações por fluência levemente superiores. De qualquer forma registaram-se reduções nos valores das deflexões à fluência e da contracção de vigas em betão reforçado com fibras de aço [113].

No caso do betão polimérico, que exhibe geralmente o comportamento à fluência do polímero ligante, a fluência é apreciável à temperatura ambiente e para baixas tensões, o que é essencial em termos de projecto. Em geral, a fluência de um betão polimérico é maior do que a de um betão de cimento Portland, podendo afirmar-se que, para o mesmo nível de tensão, a fluência é maior no betão polimérico do que no betão de cimento Portland, sendo a fluência específica (fluência por unidade de tensão) similar e inclusivamente inferior no betão polimérico, relativamente ao betão de cimento Portland [9].

6.2 Comportamento observado nos ensaios de fluência

A maioria dos métodos comumente usados em ensaios de fluência consistem simplesmente na aplicação de uma carga axial constante, à tracção ou à compressão, de uma barra ou cilindro do material a ensaiar. Uma vez que a carga é mantida constante durante longos períodos de tempo, pode usar-se um sistema de alavanca com pesos mortos, tal como mostra a figura 6.1. A deformação por fluência é medida em função do tempo o qual é registado até ao momento da rotura, se esta ocorrer durante o ensaio. Os ensaios são geralmente feitos a várias tensões e temperaturas, e a sua duração pode ir de menos de um minuto a vários anos [110].

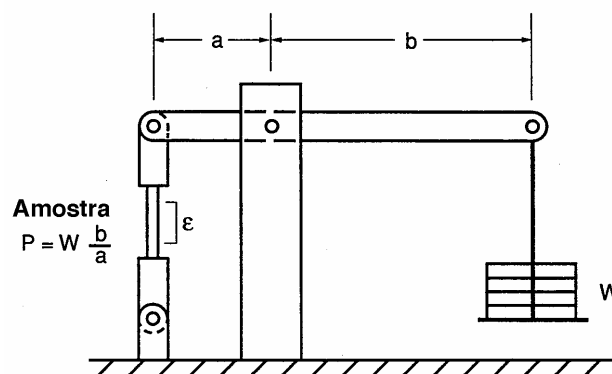


Figura 6.1 – Esquema duma máquina de ensaio por fluência

6.2.1 Modelos de deformação por fluência

Nos materiais de Engenharia, designadamente metais e cerâmicos a elevadas temperaturas ocorrem deformações significativas dependentes do tempo, podendo também ocorrer à temperatura ambiente em metais com baixas temperaturas de fusão e em muitos outros materiais incluindo o vidro, polímeros e betão.

A figura 6.2 mostra dois modelos de fluência com molas E_1 adicionadas, no sentido de se poder simular a deformação elástica tão próxima quanto possível dos materiais reais. Notar que em (b) o troço vertical é assumido como uma linha recta, até que um salto paralelo descendente, de quebra, seja objecto da mesma deformação.

Estes modelos são também expressos em termos de tensão versus deformação, uma vez que os saltos traduzem uma deformação dada por $\epsilon = \sigma/E$, e os amortecimentos de acordo com $\epsilon = \sigma/\eta$, sendo η e E a viscosidade e o módulo de elasticidade à tracção, respectivamente. Quando se aplica uma tensão constante σ' a estes modelos, a deformação elástica $\epsilon_e = \sigma'/E_1$ aparece instantaneamente de (0-1) e mais tarde desaparece em (2-3) quando a tensão é removida.

O uso de viscosidades constantes nestes modelos resulta em valores das taxas totais de deformação, e das deformações que são proporcionais à tensão aplicada, traduzindo uma situação que é descrita pelo termo “viscoelasticidade linear”. Assim, o comportamento linear idealizado é por vezes uma aproximação razoável ao dos materiais reais, sendo isto válido para os polímeros e também para metais e cerâmicos a alta temperatura e baixas tensões. Os modelos ou equações que envolvem maior complexidade na dependência do tempo não são aqui objecto de discussão. Todavia, os

modelos lineares simples servem aqui para ilustrar algumas das mais importantes características do comportamento à fluência.

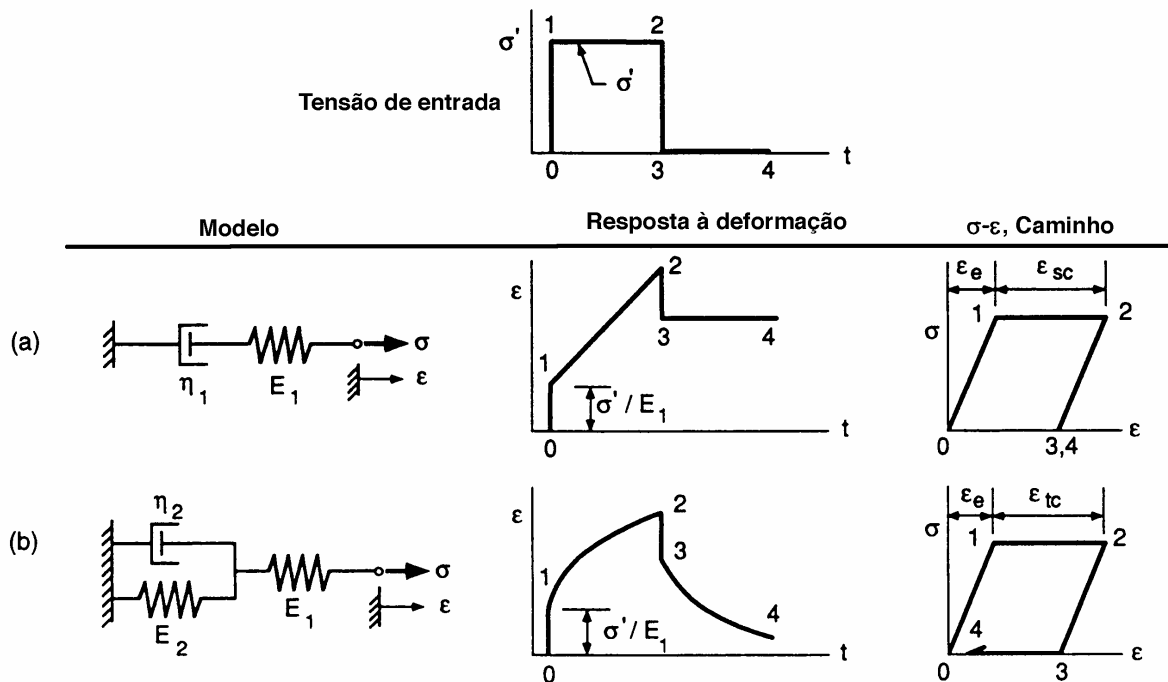


Figura 6.2 – Respostas passo a passo deformação versus tempo do comportamento de modelos reológicos. Mostra-se o corpo das respostas deformação versus tempo e tensão versus deformação: o modelo (a) exhibe fluência no estado de equilíbrio ϵ_{sc} com deformação elástica adicionada; o modelo (b) é de fluência transiente ϵ_{tc} com deformação elástica acrescentada

Para o modelo da figura 6.2 (a), a resposta de **1** a **2** é obtida adicionando as componentes elástica (ϵ_e) e de fluência (ϵ_c), da deformação.

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_c = \sigma' / E_1 + \epsilon_c \quad (28)$$

A taxa de deformação por fluência é relacionada com a tensão, para um amortecimento constante.

$$\dot{\epsilon}_c = d\epsilon_c / dt = \sigma' / \eta_{1c} \quad (29)$$

Isto representa uma equação diferencial simples, que pode ser resolvida em ordem a ϵ_c por integração, e ser combinada com a equação (28) para dar a resposta deformação versus tempo.

$$\epsilon = \sigma' / E_1 + \sigma' t / \eta_{1c} \quad (30)$$

Esta é uma equação de resposta linear ϵ_t durante o caminho (**1-2**), como mostra a figura 6.2 a). Depois da remoção da carga (tensão), a deformação elástica desaparece

mas a deformação acumulada por fluência durante o trecho **(1-2)** permanece como uma deformação plástica.

No modelo de fluência transiente da figura 6.2 b), enquanto que a tensão é aplicada durante o caminho **(1-2)**, a deformação elástica em salto \mathbf{E}_1 é adicionada à deformação por fluência em combinação paralela (η_2, \mathbf{E}_2) . Daqui, aplica-se novamente a equação (24) e a deformação por fluência pode ser analisada tomando a tensão no estágio (η_2, \mathbf{E}_2) , como a soma das tensões separadas, no salto e no amortecimento.

$$\sigma = E_2 \varepsilon_c + \eta_2 \dot{\varepsilon}_c \quad (31)$$

Obtendo-se:

$$\varepsilon_c = d\varepsilon_c / dt = (\sigma - E_2 \varepsilon_c) / \eta_2 \quad (32)$$

Resolvendo esta equação diferencial para o caso da tensão σ' ser constante dá a resposta à deformação por fluência versus tempo

$$\varepsilon_c = \sigma' (1 - e^{-E_2 t / \eta_2}) / E_2 \quad (33)$$

Finalmente, adicionando a deformação elástica dá a deformação total.

$$\varepsilon = \sigma' / E_1 + \sigma' (1 - e^{-E_2 t / \eta_2}) / E_2 \quad (34)$$

O estudo desta equação mostra que a taxa de deformação decresce com o tempo, como mostra a figura 6.2 b). Além disso, a deformação por fluência aproxima-se assim, assintoticamente, do limite σ' / E_2 . Isto ocorre como resultado da transferência gradual da tensão de amortecimento para o salto, como tempo de passagem, até que o salto apresente uma resistência total da tensão a tempo infinito.

Após a remoção da tensão, a deformação no modelo de fluência transiente varia como se mostra em **(3-4)** da figura 6.2 b). Em particular a mesma deformação decresce para zero a tempo infinito, fazendo um salto de arrastamento num arranjo paralelo ao amortecimento. As equações para esta resposta à reconversão ou restabelecimento, ou restauração devem também ser obtidas por resolução das equações diferenciais envolvidas [110].

6.2.2 Experiências feitas e modelos propostos

Tavares et al [40] desenvolveram um estudo experimental que muito contribuiu para a compreensão do efeito do reforço em tracção do betão polimérico com varões de

plástico reforçado com fibra de vidro, de diâmetros 4 e 8mm, no comportamento à fluência do betão polimérico.

Os resultados experimentais obtidos neste estudo permitiram construir as curvas de fluência que revelam um aumento da deformação para as diferentes vigas, aplicando um nível de tensão de 15% do valor da carga de rotura ou carga máxima. Os autores [40] construíram ainda as curvas de fluência específica com base na relação entre a deformação e a tensão aplicada.

Tavares et al [111] utilizaram dois modelos viscoelásticos para verificarem os resultados experimentais atrás citados, o primeiro é o modelo de Power Law e é dado por :

$$\varepsilon_{(t)} / \varepsilon_0 = 1 - \beta (t / \tau_0)^n \quad (35)$$

Em que τ_0 diz respeito à unidade de tempo, $\varepsilon_{(t)}$ é a deformação total, ε_0 é a deformação elástica e β e n são constantes. Trata-se de um dos modelos mais usados para descrever a fluência de muitos polímeros e plásticos reforçados com fibra [112]. O segundo modelo baseou-se na fusão de dois modelos viscoelásticos lineares clássicos; o de Kelvin e o de Bruger [113], conectados em série, que se chama modelo de Bruger-Kelvin (ver figura 6.3). Na figura 6.4 mostram-se os dados experimentais de fluência normalizados e as curvas correspondentes aos dois modelos viscoelásticos propostos [111].

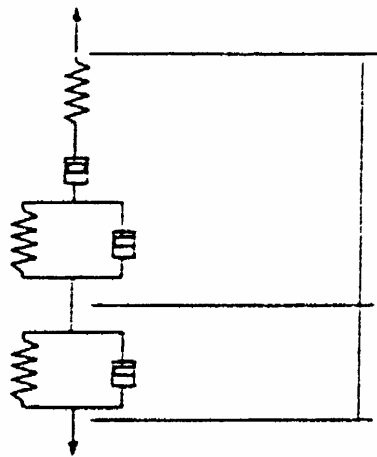


Figura 6.3 – Modelo de Bruger-kelvin

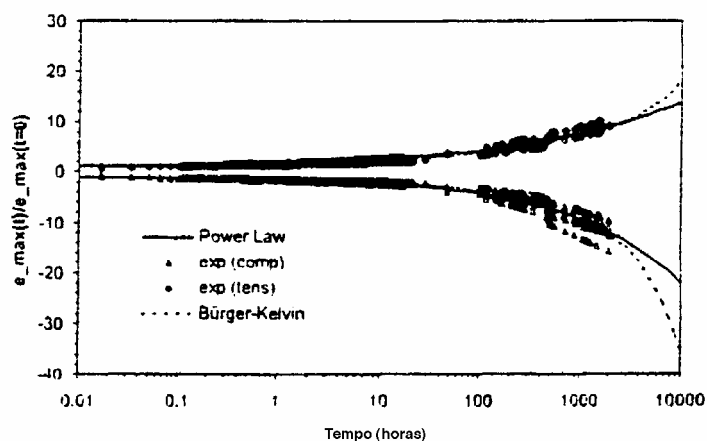


Figura 6.4 – Modelos de previsão comparados com os resultados experimentais

Hsu e Fowler [31] prepararam cilindros em betão polimérico de Metilmetacrilato, de 75 mm de diâmetro por 300 mm de altura, submetendo-os a carregamentos de compressão uniaxial para níveis de tensão de 30, 40 e 50% do valor da carga de rotura ou carga máxima e durante um ano, a fim de investigar o comportamento à fluência. Dos resultados experimentais resultaram as curvas de deformação por fluência versus tempo, as quais foram comparadas usando um modelo de previsão baseado nas equações de Ross [115] e para os níveis de tensão de 30 e 40% (ver figura. 6.5). Aquelas equações prevêm valores ligeiramente maiores do que os observados nos estágios iniciais de carregamento. O nível das equações após aproximadamente 60 dias produz valores previstos mais baixos no estágio final.

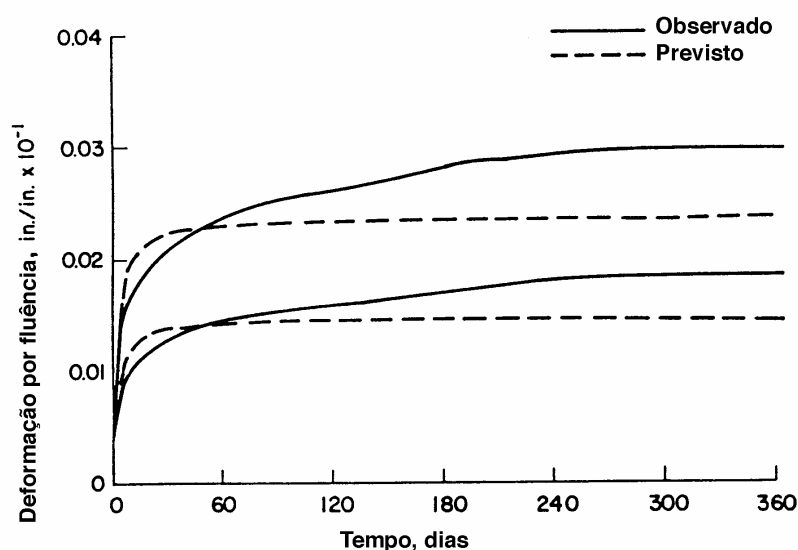


Figura 6.5 – Equações de Ross para a fluência de um betão polimérico

6.3 Métodos de extrapolação dos dados obtido nos ensaios de fluência

Nos códigos de dimensionamento à fluência as especificações de resistência à fluência definem geralmente as tensões que produzem para uma certa temperatura variações mínimas na extensão de fluência de 1% em 10 000 horas ou 1% em 100 000 horas. Para se obter esta extensão num ensaio com apenas 1000 horas de duração gastam-se aproximadamente 41 dias.

É, portanto, evidente que se trata de um processo lento e inconveniente para se obterem resultados, ainda por cima a diferentes tensões e temperaturas. Em consequência, desenvolveram-se métodos em que é possível extrapolar os resultados para grandes durações a partir de ensaios de curta duração. É necessário, no entanto, ter certos cuidados nestas extrapolações, porque pequenas variações de temperatura ou de estado metalúrgico do material podem causar resultados completamente errados, especialmente se a extrapolação é extensa.

De um modo geral, as quatro quantidades a analisar são a deformação de fluência ε_f , tempo t , tensão σ e temperatura T . O interesse principal reside no período secundário de fluência, em que a velocidade de extensão é constante durante um grande intervalo de tempo produzindo a contribuição principal para a deformação total de fluência na fractura. Portanto, desprezando a extensão do período terciário a extensão do período primário é substituída pela constante ε_0 , intersecção da recta do período secundário extrapolada para o eixo da deformação, como se indica na figura 6.6. Assim, a extensão de fluência total ε_f pode calcular-se com a equação:

$$\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_0 + (d\varepsilon / dt)t \quad (36)$$

Verificou-se experimentalmente que, para uma temperatura constante $d\varepsilon/dt$ na região secundária e a tensão σ estão relacionadas pela equação

$$d\varepsilon / dt = K\sigma^n \quad (37)$$

em que K e n são constantes que dependem do material e da temperatura. Portanto, uma representação logarítmica de $d\varepsilon/dt$ em função de σ produz uma linha recta com $d\varepsilon/dt$ a aumentar com σ .

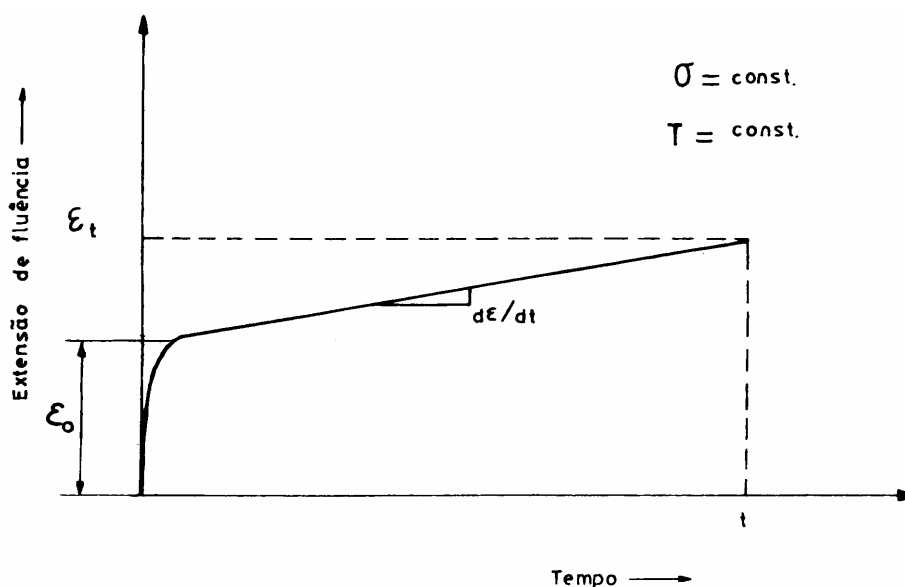


Figura 6.6 – Representação simplificada da curva de fluência

Pode fazer-se uma estimativa inicial do valor da tensão que produz uma determinada extensão de fluência, extrapolando, se for caso disso, a equação (37) até esse valor de $d\varepsilon/dt$. Outro processo consiste em determinar as constantes K e n a partir da equação da recta, $\log (d\varepsilon/dt) = \log K + n \log \sigma$. O intervalo de tempo necessário para se obter um determinado valor de deformação ($\varepsilon_t - \varepsilon_0$) será dado pela equação

$$t = (\varepsilon_t - \varepsilon_0) / (K \sigma^n) \quad (38)$$

O método está sujeito a erros se o tempo calculado com esta equação cair no período terciário da curva de fluência. Nesse caso, o valor de ε_t na equação (38) não estará correcto.

Num outro processo de utilização dos resultados dos ensaios de curta duração realizam-se ensaios de fluência a várias tensões e temperaturas, de modo a obter uma parte do período secundário. As curvas da deformação de fluência, todas obtidas a uma tensão constante σ_1 , são representadas graficamente em função do logaritmo do tempo, sendo em seguida extrapoladas até ao valor pretendido para a deformação de fluência. Este procedimento está exemplificado na figura 6.7, em que as curvas para as temperaturas T_1 , T_2 , e T_3 ($T_1 > T_2 > T_3$) foram extrapoladas até à extensão de fluência de 0,5%. Obtiveram-se assim três valores do tempo t_1 , t_2 , e t_3 , que podem ser representadas em função das temperaturas respectivas T_3 , T_2 , e T_1 , o que produz uma única curva para a tensão σ (ver figura 6.8).

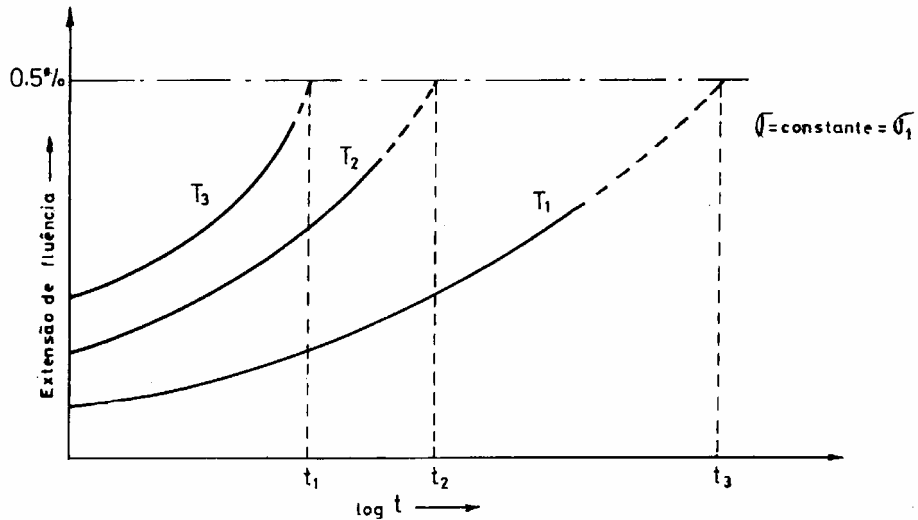


Figura 6.7 – Extrapolação das curvas de fluência, em função do tempo, para várias temperaturas, a tensão constante

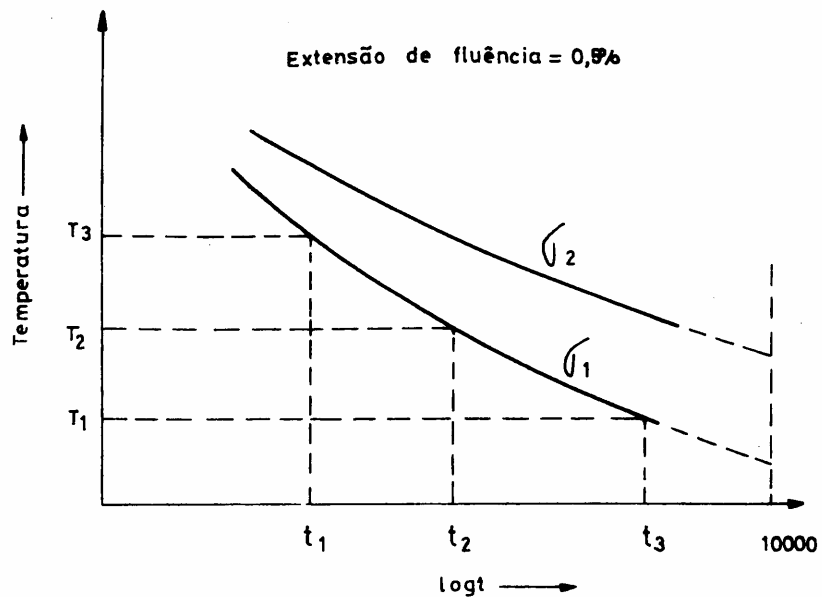


Figura 6.8 – Curvas temperatura – tempo obtidas da figura anterior

Procedendo do mesmo modo para outras tensões, obtém-se uma família de curvas, temperatura em função do logaritmo do tempo, tendo a tensão como parâmetro. Estas curvas podem agora ser extrapoladas para qualquer duração (10 000 horas por exemplo) e definem a relação entre a temperatura e a tensão para uma determinada duração e extensão de fluência que, no exemplo considerado era de 0,5%. Embora haja várias extrapolações envolvidas neste método, o que provoca erros de traçado gráfico e leitura,

o método é mais preciso que a extrapolação simples das curvas de fluência consideradas anteriormente, equação (38).

Todos os métodos de extrapolação de resultados destinados a prever o comportamento do material para longas durações estão sujeitas a erros. Portanto, para se obter um bom conhecimento do comportamento à fluência é conveniente realizar alguns ensaios de longa duração, o que permite uma melhor selecção de materiais sempre que as condições de utilização sejam de longa duração. O ensaio denominado de *tensão de rotura* é muito usado com essa finalidade, servindo também como método aproximado na determinação da resistência à rotura para durações muito grandes.

O ensaio de tensão de rotura consiste em determinar o tempo de rotura de provetes submetidos a uma tensão e temperatura constantes. O ensaio é análogo ao ensaio de fluência, com a diferença de que apenas se regista o tempo de rotura e não a extensão em função do tempo.

O processo de fluência pode ser analisado fisicamente considerando que o fenómeno de escoamento viscoso num fluido é análogo à deformação secundária de fluência nos metais. Seria, portanto, aplicável à fluência uma teoria de processos relacionando a velocidade de fluência e a temperatura segundo a equação

$$d\varepsilon = A(\sigma)e^{-Q_1/RT} dt \quad (39)$$

em que Q_1 é a energia de activação do processo, R é a constante do gás, A é uma constante do material que depende da tensão σ e portanto, $A = A(\sigma)$ e T é a temperatura absoluta ($^{\circ}\text{K}$).

Integrando ambos os lados desta equação e separando as constantes de integração, a deformação por fluência no estado de equilíbrio é dada somente pela equação.

$$\varepsilon = A(\sigma)t e^{-Q_1/RT} \quad (40)$$

Esta equação sugere que a deformação por fluência para uma dada tensão forma uma única curva, representada graficamente versus a quantidade (θ), onde θ é dada por:

$$\theta = te^{-Q_1/RT} \quad (41)$$

a qual representa o chamado (tempo-temperatura), compensado. A deformação à rotura é observada como sendo uma falha constante para um dado valor de θ no momento da rotura (θr), o qual depende só da tensão aplicada, e designando por (t_r) o tempo de rotura, o parâmetro de **Sherby-Dorn** – (P_{SD}) é então dado pela equação:

$$P_{SD} = \text{Log } \theta r = \text{Log } t_r - 0,217Q_1(1/T) \quad (42)$$

onde $\log = \log_{10}e$ e $R = 2 \text{ cal}/(^{\circ}\text{K mole})$ são avaliados, e t_r é dado em horas.

A extrapolação dos resultados do ensaio de tempo ou tensão de rotura pode ser realizada de maneira mais conveniente usando vários parâmetros que prevêm o comportamento do material para longas durações, com base nos resultados obtidos em ensaios mais curtos. O método consiste em obter para a mesma tensão um tempo de rotura menor, ensaiando a uma temperatura mais elevada [116]. Larsen e Miller [117] utilizaram este método, tendo recorrido a uma equação da forma:

$$Q_1 / R = T(\text{Log}A + \text{Log}t - \text{Log}e) \quad (43)$$

Para uma tensão constante esta equação dá:

$$(Q_1 / R)_\sigma = T(B + \text{Log}t) \quad (44)$$

em que \mathbf{B} é uma constante para uma dada deformação e $(Q_1/R)_\sigma$ é uma função de σ .

A equação (44) é conhecida como a equação de Larsen-Miller sendo $\mathbf{P} = \mathbf{T}(\mathbf{B} + \mathbf{log}t)$ o *parâmetro de Larsen-Miller*. Representando o $\mathbf{log}\sigma$ em função deste parâmetro obtém-se uma família de linhas rectas a corresponder a uma determinada deformação de fluência. Estas rectas são designadas *curvas mestras de fluência*, obtendo-se uma boa relação, válida para muitos materiais numa gama extensa de tempos e temperaturas. Destas curvas pode deduzir-se uma relação geral na forma

$$\text{Log}_\sigma = C_1 + C_2 T(B + \text{Log}t) \quad (45)$$

em que C_1 e C_2 são constantes que dependem do material.

Combinando a equação da fluência secundária equação (46) com a equação da tensão, temperatura e tempo, vem a equação (47)

$$d\varepsilon / dt = K\sigma^n \quad (46)$$

$$d\varepsilon / dt = C\sigma^n e^{-\alpha/T} \quad (47)$$

em que C , n' e α são constantes do material à fluência.

O parâmetro de *Larsen-Miller* funciona como parâmetro de normalização dos resultados experimentais. A grande vantagem da sua utilização é a de, com uma única curva, se poder obter para um dado material uma correlação de resultados obtidos a diferentes tensões e temperaturas, o que torna mais fácil e cómodo o projecto. Os resultados experimentais indicaram que na equação do parâmetro de *Larsen-Miller* o tempo t pode ser o tempo de rotura a uma dada tensão e temperatura ou o tempo para se atingir uma determinada extensão de fluência [116]. Ensaio de fluência realizados por *Larsen* e *Miller* e por outros investigadores demonstraram uma boa concordância dos

resultados experimentais com o parâmetro de Larsen-Miller. A constante **B** considera-se normalmente igual a 20 com a temperatura em °K e o tempo de rotura em horas.

Em alguns materiais os resultados não dão uma única curva $\log \sigma$ em função de **P**, mesmo ajustando numericamente a constante **B** para o seu melhor valor. Nestes casos, a utilização do parâmetro de *Larsen-Miller* pode conduzir a grandes erros na extrapolação de tempos de rotura elevados a partir de resultados de curta duração. O parâmetro de Manson-Hafferd [118] pode utilizar-se com vantagem, conseguindo-se obter a melhor concordância de resultados na extrapolação de resultados da tensão de rotura. A equação do parâmetro é

$$P_2 = (T - T_a) / (\log t - \log t_a) \quad (48)$$

em que **T** é a temperatura em °F, **t** o tempo de rotura ou o tempo para atingir uma determinada deformação (em horas) e **T_a** e **t_a** são constantes obtidas a partir dos resultados dos ensaios. Este parâmetro denomina-se *parâmetro linear* porque $\log t$ é uma função linear de **T** a tensão constante.

Para mais aplicações dos parâmetros de *Larsen-Miller* e *Manson-Hafferd* deve consultar-se a referência [119].

Letsch [120] levou a cabo uma investigação experimental sobre betões poliméricos reforçados e não reforçados e realizou ensaios normalizados a elevadas temperaturas. O ligante utilizado na maioria das investigações foi uma resina de poliéster ortoftálica com aditivos de redução da contracção para percentagens de 10 e 12% de resina, tendo usado, nos ensaios preliminares uma resina híbrida constituída por compostos de poliéster e de poliuretano. O conteúdo de resina deste betão foi de 12% tendo sido utilizado um agregado de quartzo com tamanho máximo do grão de 5mm. Os betões poliméricos estudados evidenciaram resistências à compressão que rondam entre 125 a 140 MPa à temperatura de 23 Celsius; O decréscimo da resistência à compressão com o aquecimento a 60 Celsius foi inferior a 10% e o decréscimo da resistência à flexão situou-se em 25%. O efeito da temperatura no comportamento à fluência foi sempre mais significativo. Como é sabido os polímeros e porventura, também, os betões poliméricos são materiais viscoelásticos com deformação ao longo do tempo, que depende da tensão aplicada e da temperatura. Este autor [120] realizou ensaios de fluência em flexão a temperaturas de 23, 40 e 60 Celsius em provetes não reforçados, para um nível de tensão de 50% e verificou um aumento considerável da deformação (superior a 250%) devido ao efeito do aquecimento (ver figuras 6.9 e 6.10).

Os resultados de fluência foram extrapolados para duas décadas recorrendo ao método de Findly [121], através da relação

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + mt^n \quad (49)$$

Em que ε é a deformação total, ε_0 é a deformação elástica e m e n são constantes, com m a depender da tensão e n independente dela, sendo a deformação por fluência representada num gráfico em dupla escala logarítmica, possibilitando assim, a extrapolação gráfica ao longo de 25 anos [120].

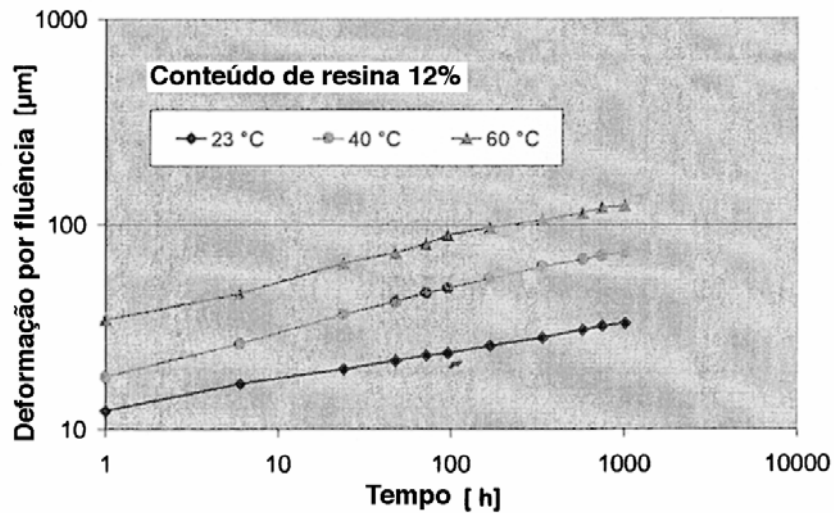


Figura 6.9- Deformação por fluência em flexão de betão de poliéster com 12% do conteúdo de resina

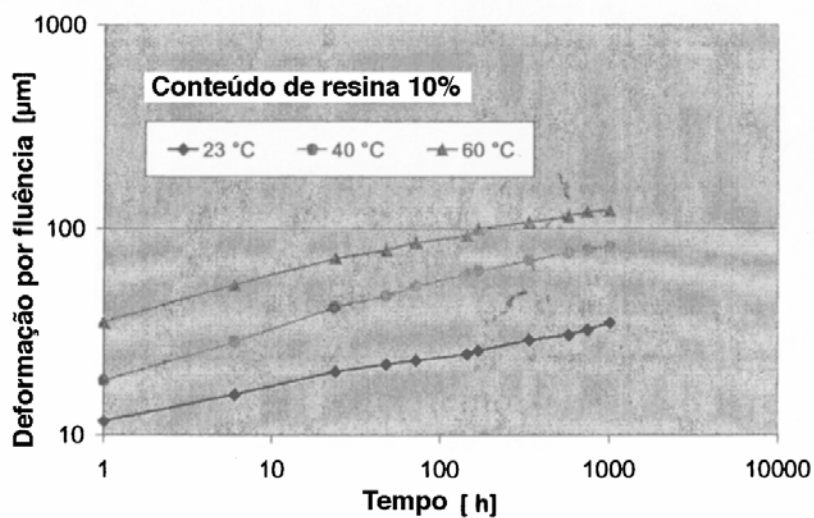


Figura 6.10 – Deformação por fluência em flexão de betão de poliéster com 10% do conteúdo de resina

6.4 Análise do comportamento à fluência, em flexão, de betões poliméricos reforçados com fibra sob diferentes condições ambientais.

O betão polimérico é um tipo de betão onde os agregados naturais, tais como sílica, areia ou gravilha são misturados com uma resina termoendurecível, neste caso de epóxido. Os betões poliméricos têm uma elevada resistência à compressão, maior do que no caso de betões cimentosos, mas têm uma fraca resistência à tracção. Reforçar o betão polimérico com fibras, por exemplo de vidro, pode ser um bom compromisso entre rigidez e resistência. Nesta secção apresenta-se a investigação do comportamento à fluência de vigas feitas em betão polimérico de epóxido não reforçadas e reforçadas com fibra de vidro. Para isso se realizaram ensaios de fluência em flexão em quatro pontos a longo prazo sob diferentes condições ambientais, desenvolveu-se numa primeira abordagem um modelo analítico para explicar os resultados experimentais de fluência instantânea em provetes não reforçados, baseado na teoria clássica da viga elástica. A verificação experimental dos resultados das deformações por fluência ao longo do tempo para vigas reforçadas com várias percentagens de fibra e não reforçadas, considerando as diferentes condições ambientais e os diversos níveis de tensão, foi feita aplicando modelos analíticos viscoelásticos lineares cuja análise teórica provou tratar-se de uma previsão razoavelmente segura para níveis de tensão de 15, 20 e 25% do valor da tensão de rotura ou tensão máxima. Finalmente, os resultados experimentais foram comparados com deformações por fluência obtidas noutras investigações em betão de cimento e em betão polimérico, incluindo a extrapolação dos resultados da fluência para 5 anos.

6.4.1. Introdução

Há mais de 40 anos que a utilização alargada e diversificada de polímeros na indústria da construção, designadamente na indústria da construção Civil constitui uma realidade. Enquanto que no betão de cimento se mistura o agregado (por exemplo areia de sílica) com água e cimento e a sua resistência varia com o valor da relação água/cimento; no betão polimérico mistura-se a areia com uma resina termoendurecível (epóxido ou poliéster) juntamente com um endurecedor. Esta adição provoca uma reacção de polimerização e forma uma densa rede de entrecruzamentos que é responsável pelos

elevados valores da resistência à flexão e do módulo de elasticidade, os quais diminuem se a matriz for menos rígida, isto é, usando um polímero mais flexível.

Os betões poliméricos têm uma elevada resistência à compressão ($\cong 100$ MPa) que é muito superior à do betão de cimento, boa resistência à corrosão, baixa permeabilidade, tempos de cura muito rápidos, e embora estas características sejam sólidas e contínuas, melhoram lentamente com o tempo, o que leva a uma maior aplicação do betão polimérico na indústria da construção Civil. Todavia, têm uma fraca resistência à tracção e daí a necessidade de serem reforçados com varões e/ou barras de aço e também com fibras curtas de carbono ou de vidro na zona de tracção como fizeram alguns investigadores [122-125]. Neste trabalho usou-se fibra de vidro de 25mm de comprimento a qual foi misturada na moldação assumindo que ela tem uma orientação tridimensional na matriz resina de epóxido/endurecedor juntamente com a areia fina. As resinas de poliéster são as mais usadas por serem mais baratas do que as resinas de epóxido, mas estas garantem características mecânicas um pouco superiores e existe muito pouca investigação em betão polimérico de epóxido relativamente aos betões poliméricos de poliéster.

O comportamento mecânico do betão polimérico varia com o tipo de betão, proporções da mistura, tipo e posição dos reforços, natureza da solicitação (estática ou dinâmica) e condições ambientais em que o material opera. Assim, o conhecimento do comportamento à fluência de componentes estruturais em betão polimérico antes de serem submetidos a acção de cargas estáticas durante longos períodos de tempo é muito importante, dado que a ocorrência de deformações excessivas com o tempo, em situações de fadiga estática (fluência) ou quase estática pode conduzir à deterioração da estrutura, ou mesmo, em muitos casos, ao colapso estrutural. Por outro lado, o comportamento mecânico do betão polimérico é algo dependente da natureza viscoelástica da matriz polimérica.

A avaliação do comportamento em vigas não reforçadas e reforçadas com 1% e 2% de fibra de vidro fez-se com base em ensaios de flexão em 4 pontos durante cerca de 1000 h (42 dias), à temperatura ambiente e depois das vigas terem sido submetidas a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura durante cerca de 1200 h (50 dias).

6.4.2. Materiais e propriedades

A formulação de base do betão polimérico utilizado possui 82% de areia de fundição e 18% de resina de epóxido EPÓSIL 551 (percentagens em peso) e na tabela 6.1 mostram-se a formulação dos sistemas e as proporções da mistura.

Sistemas	% em Peso					
	Areia	Resina	Endurecedor	Resina + Endurecedor	Carga	Fibra
Sem fibra	82	12	6	18	0	0
Com fibra	81	12	6	18	0	1
	80	12	6	18	0	2

Tabela 6.1 – Formulação das argamassas poliméricas e proporções da mistura.

Trata-se de uma areia de fundição siliciosa chamada SP 55 com uma granulometria uniforme, diâmetro médio de 245 μm , e de uma resina e de um endurecedor designados por EPÓSIL 551 cujas características já foram apresentadas em trabalhos anteriores. As propriedades da matriz sem reforço e do betão polimérico reforçado indicam-se na tabela 6.2.

Propriedades mecânicas	Sistemas					
	Sem fibra			Com fibra		
	Temp. ambiente	+20°C/+100°C	Temp. ambiente		+20°C/+100°C	
			1%	2%	1%	2%
Resistência à tracção (MPa)	10,9	-	-	-	-	-
Resistência à compressão (MPa)	81,8	-	-	-	-	-
Resistência à flexão (MPa)	40,9	31,5	38,8	36,0	34,7	37,7
Módulo de elasticidade à compressão (GPa)	12,0	-	-	-	-	-
Módulo de elasticidade à flexão (MPa)	13,7	10,9	13,7	14,3	14,2	14,3
Coefficiente de Poisson	0,35	-	-	-	-	-

Tabela 6.2 – Propriedades mecânicas dos betões poliméricos nas diferentes condições ambientais.

A fibra de vidro tem 25 mm de comprimento e 0,22 mm de diâmetro médio e na tabela 6.3 estão escritas algumas das suas propriedades mecânicas [19].

Propriedades mecânicas	Fibra de vidro
Tensão de rotura à tracção (GPa)	3,6
Módulo de elasticidade à tracção (GPa)	76

Tabela. 6.3 – Principais características mecânicas da fibra de vidro usada como reforço [19].

6.4.2.1. Preparação das vigas

Foram moldadas vigas prismáticas com as dimensões de 296 x 30 x 50 mm³ sem reforço e reforçadas com 1% e 2% de fibra de vidro, para cada uma das situações, condições ambientais e níveis de tensão, num total de 36 vigas, isto é, duas vigas de cada tipo.

Ocorridas 24 h à temperatura ambiente procedeu-se à desmoldação e posteriormente as vigas sofreram um tratamento de cura natural à temperatura ambiente durante dois meses em estação de verão e a seguir um tratamento de pós-cura à temperatura de 70 Célsius durante pelo menos 7 h, visando melhorar as suas características.

Metade dos provetes foram depois sujeitos a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura o que se designa por **Ciclo 1** neste relatório de fluência, o qual tem as seguintes características:

2h a + 20 Celsius/ 50% de HR \Rightarrow 2h *Change* \Rightarrow 2h a +100 Celsius sem controle de humidade \Rightarrow 2h *Change* \Rightarrow Repetição do Ciclo.

Entende-se por *Change* a passagem de um patamar isotérmico para outro e como se pode ver a duração dos ciclos individuais é de 8 h num total de 150 ciclos, o que corresponde a uma duração final de 1200 h (50 dias). Estes ciclos de fadiga térmica foram concretizados introduzindo as vigas na câmara climática FOTOCLIMA 300 EDTU, a qual já foi apresentada.

A figura 6.11 mostra o molde utilizado na elaboração das vigas.

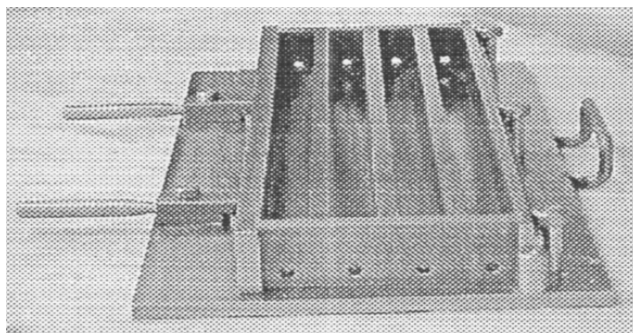


Figura 6.11 – Molde usado na moldação das vigas de betão polimérico.

6.4.3. Procedimento experimental de ensaios

Foi concebido um equipamento experimental para a realização dos ensaios de fluência em flexão, o qual permite controlar facilmente e com a precisão desejada o valor da solicitação imposta ao elemento de betão e o valor da sua deformação ao longo do tempo. Este equipamento tem a vantagem de dar lugar ao ensaio simultâneo de duas vigas, como pode ver-se na figura 6.12, a qual apresenta uma fotografia do equipamento projectado, simulando o modo como ocorreu o carregamento das vigas.



Figura 6.12 – Equipamento para os ensaios de fluência em flexão em 4 pontos; sistema de carregamento simultâneo de duas vigas.

A configuração escolhida para o Setup-experimental de ensaios de fluência está representada na figura 6.13, com um vão de 200 mm e um braço de 70 mm, tendo sido ensaiadas três tipos de vigas diferentes; não reforçadas, reforçadas com 1% de fibra de vidro e reforçadas com 2% de fibra de vidro, constituindo dois conjuntos diferentes de vigas, um à temperatura ambiente e outro sob a acção do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura.

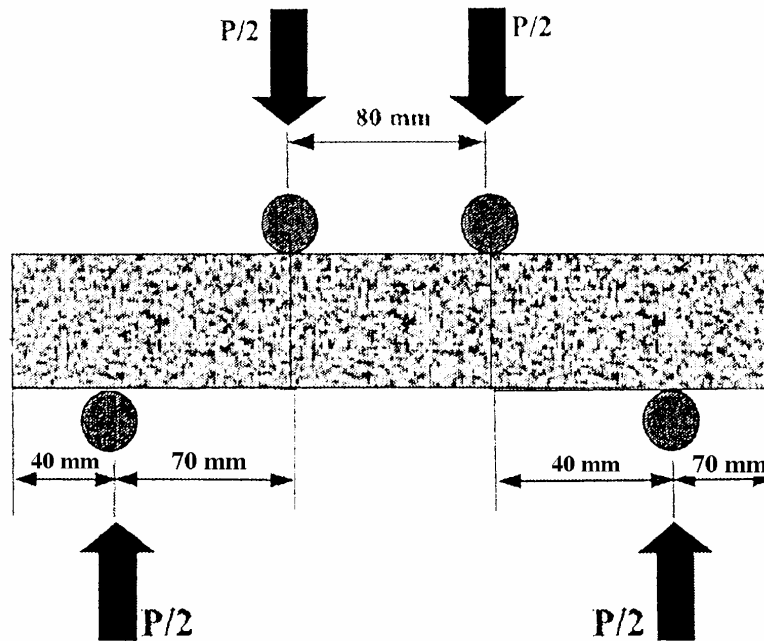


Figura 6.13 – Geometria do aparato usado nos ensaios de fluência em flexão em 4 pontos.

A máquina de fluência mostrada na figura 6.12 baseia-se na acção de uma mola com controle de força em ordem a compensar a relaxação do betão, e a acção das colunas roscadas e guiadas bem como a existência de uma travessa com duas cavilhas simétricas que mudam de posição consoante o maior valor do vão entre apoios intermédios e permitem ensaiar duas vigas simultânea e simetricamente em flexão em 4 pontos. Esta máquina foi especificamente projectada e construída para este tipo de vigas e tem revelado bons resultados na globalidade dos desempenhos.

6.4.3.1. Instrumentação das vigas

No ensaio de flexão em 4 pontos a meio vão da viga, entre os dois pontos interiores de aplicação das cargas tem-se uma zona de flexão pura onde só existem tensões tractivas (na face oposta à solicaçãoção) e onde só existem tensões compressivas (na face onde é

imposta a solicitação). Por este motivo as vigas foram instrumentadas nas faces inferiores e superiores, por forma a que o eixo do extensómetro coincida com a direcção principal de deformação. Na figura 6.14 podem observar-se cinco vigas com os extensómetros já colados e os fios soldados a estes, o que significa estarem aquelas devidamente instrumentadas.



Figura 6.14 – Vigas instrumentadas, destinadas aos ensaios de fluência em flexão em 4 pontos.

6.4.3.2. Outros aspectos relativos aos ensaios de fluência

Para a realização dos ensaios de fluência foi utilizado o equipamento já referido e apresentado na figura 6.12, sendo as extensões registadas com o auxílio de um sistema de aquisição de dados “ SPIDER 8-30 “ HBM (ver figura 6.15), equipado com o *Software Catman 3.1*. Os mesmos ensaios foram realizados em flexão em 4 pontos aplicando três níveis de carga: 15%, 20% e 25% do valor da carga máxima ou carga de rotura, e a duração de cada um deles foi de 1000 h (42 dias), quer à temperatura ambiente quer após a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica.

Deve ainda salientar-se que só foram ensaiadas 4 vigas de cada vez (apenas 2 máquinas ocupadas), utilizando apenas um SPIDER, o qual só possui 8 canais e portanto só permitia fazer 8 leituras de deformação, que são as que correspondem aos 8 extensómetros (4 em tracção e 4 em compressão). Por outro lado, as características das molas inerentes às restantes máquinas existentes e disponíveis só possibilitavam a aplicação de cargas superiores às projectadas nestas vigas.

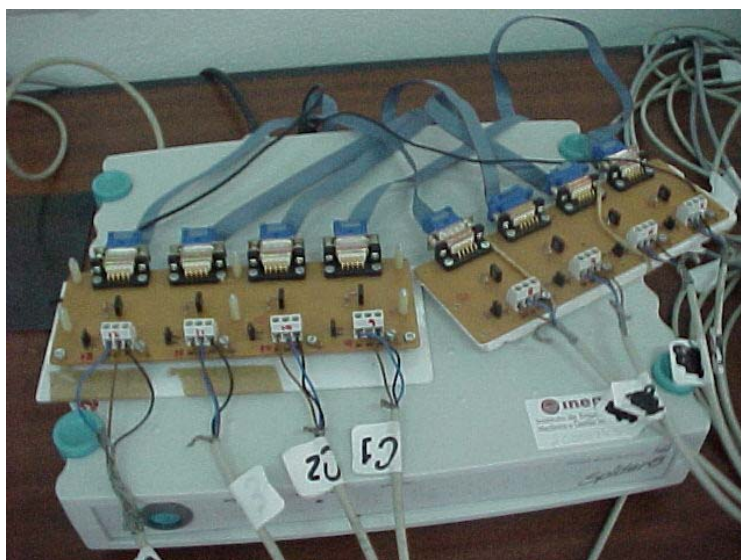


Figura. 6.15– Sistema de aquisição de dados “ SPIDER 8-30 “.

6.4.4. Resultados experimentais e discussão.

Na tabela 6.4 indicam-se os valores aproximados das cargas máximas aplicadas às vigas não reforçadas e reforçadas com 1% e 2% de fibra nas diferentes condições ambientais.

Sistemas	Cargas Máximas (KN)	
	Temperatura ambiente	Ciclo 1 (+20°C/+100°C)
Sem fibra	21,75	16,82
1% de fibra	20,71	18,5
2% de fibra	19,18	20,11

Tabela 6.4 – Valores médios das cargas máximas aplicadas às vigas para os diferentes sistemas e condições ambientais.

Na figura 6.16 mostra-se o ecrã do monitor que esteve ligado ao computador onde se gravaram os ficheiros relativos às deformações por fluência ao longo do tempo. Estes ficheiros foram exportados para o EXCEL onde se construíram as curvas deformação por fluência versus tempo, para os diversos sistemas e para as diferentes condições ambientais e níveis de tensão. Neste ecrã observam-se algumas curvas deformação por

fluência versus tempo já numa fase avançada do tempo (cerca de 800 h), o que pode ver-se na figura 6.16 da página seguinte. Além destas curvas foi possível construir curvas deformação instantânea ($t = 0$) versus percentagem de resina e máxima deformação versus percentagem de resina, no sentido de averiguar como variam estas deformações com a percentagem de resina relativamente às diversas condições ambientais e aos diferentes níveis de tensão.

Nas figuras 6.17 a 6.25 mostram-se as imagens das curvas deformação por fluência versus tempo para os três sistemas em betão polimérico e para as diversas condições ambientais e diferentes níveis de tensão. Notar que alguma descontinuidade verificada na evolução das curvas de deformação por fluência versus tempo, em alguns gráficos, deve-se a falhas de energia eléctrica. Todavia, do meu ponto de vista, existe uma continuidade entre elas que não prejudica os resultados experimentais.



Figura. 6.16 – Ecran onde se vêem algumas curvas de deformação por fluência numa fase de duração superior a 500 h.

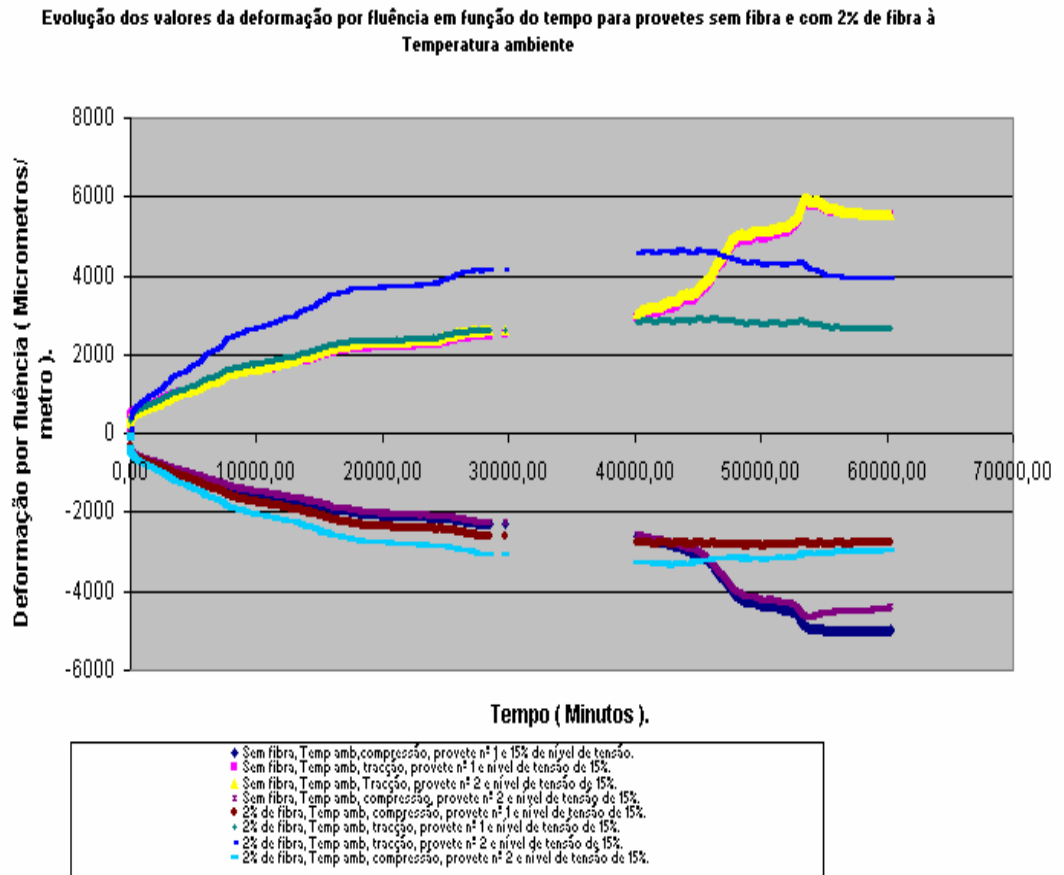


Figura 6.17 – Curvas deformação por fluência em função do tempo para vigas sem fibra e com 2% de fibra à temperatura ambiente e para o nível de tensão de 15%.

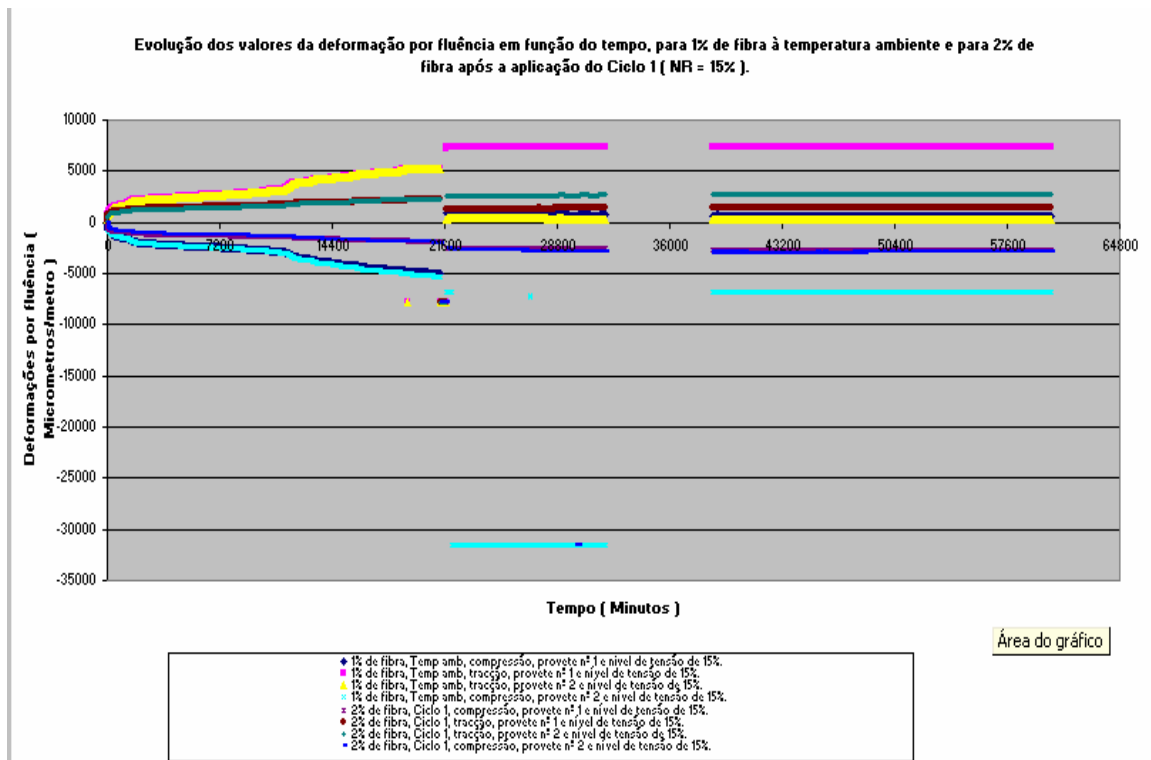


Figura 6.18 – Curvas deformação por fluência versus tempo para 1% de fibra à temperatura ambiente e para 2% de fibra após a aplicação do **Ciclo 1** e nível de tensão de 15%.

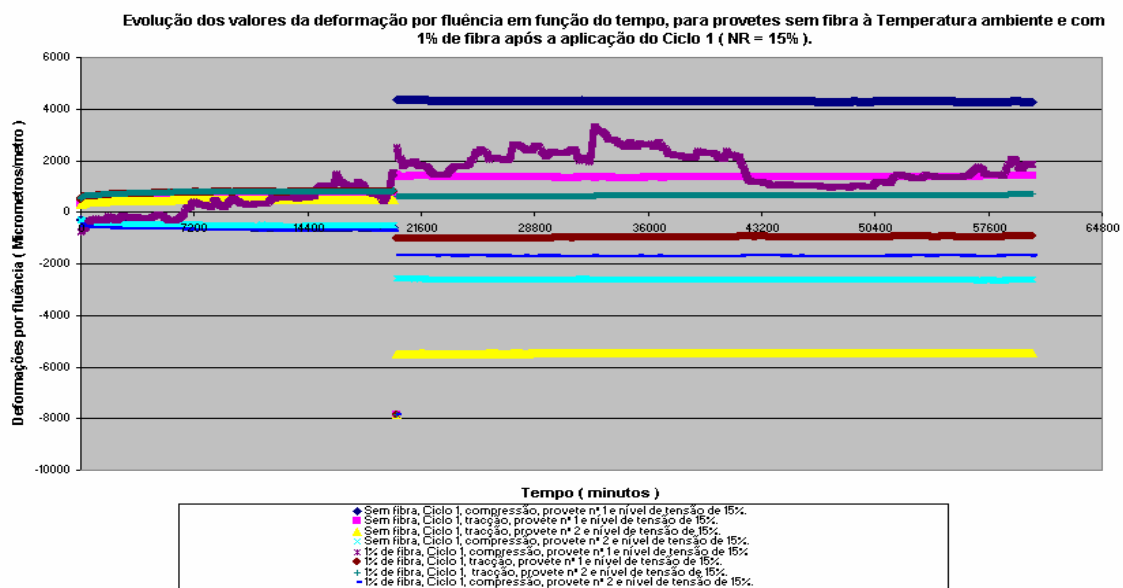


Figura 6.19 – Curvas deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra à temperatura ambiente e com 1% de fibra após a aplicação do **Ciclo 1** e para o nível de tensão de 15%.

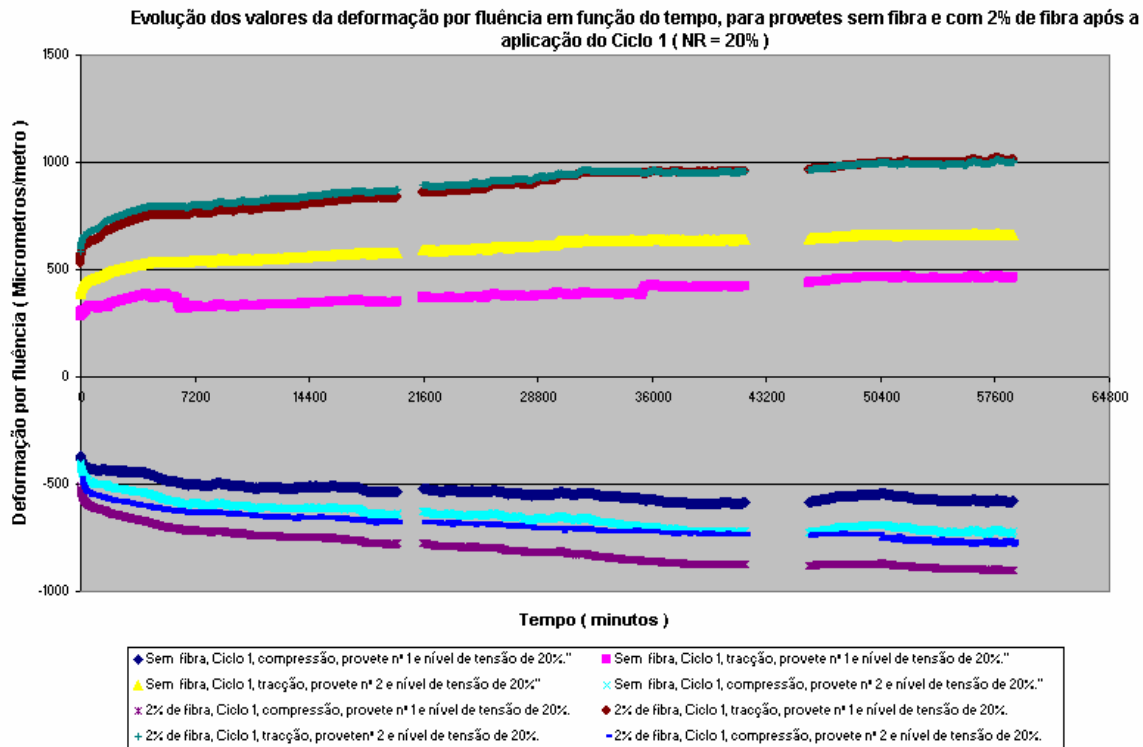


Figura 6.20 – Curvas deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra e com 2% de fibra após a plicação do **Ciclo 1** e nível de tensão de 20%.

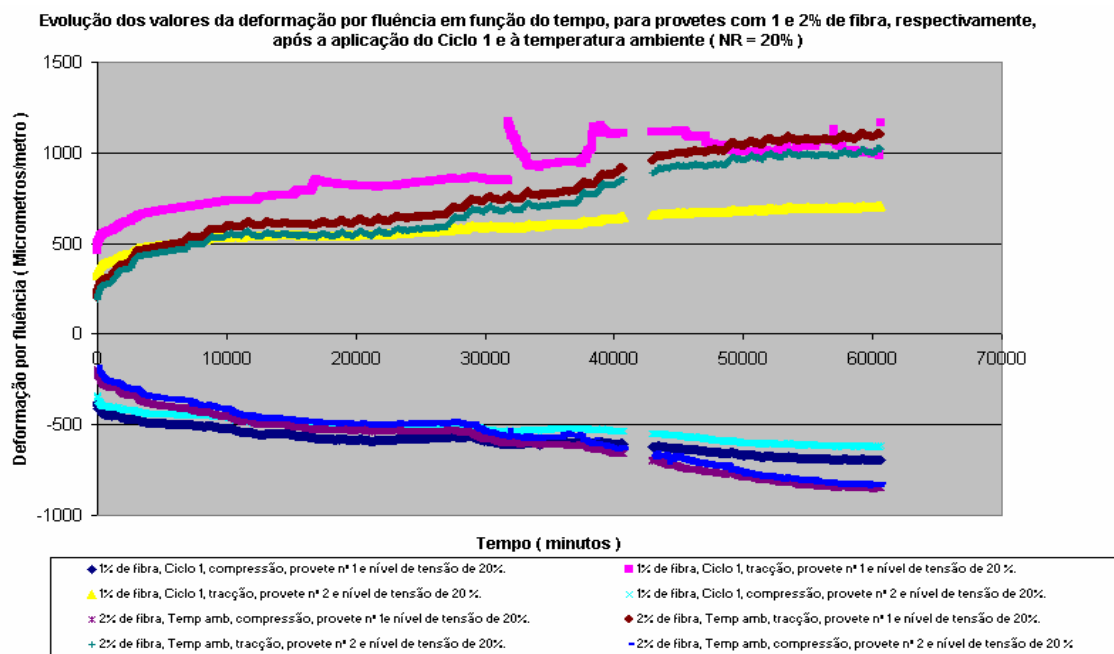


Figura 6.21– Curvas deformação por fluência versus tempo em vigas com 1% de fibra após a aplicação do **Ciclo 1** e com 2% de fibra à temperatura ambiente e para o nível de tensão de 20 %.

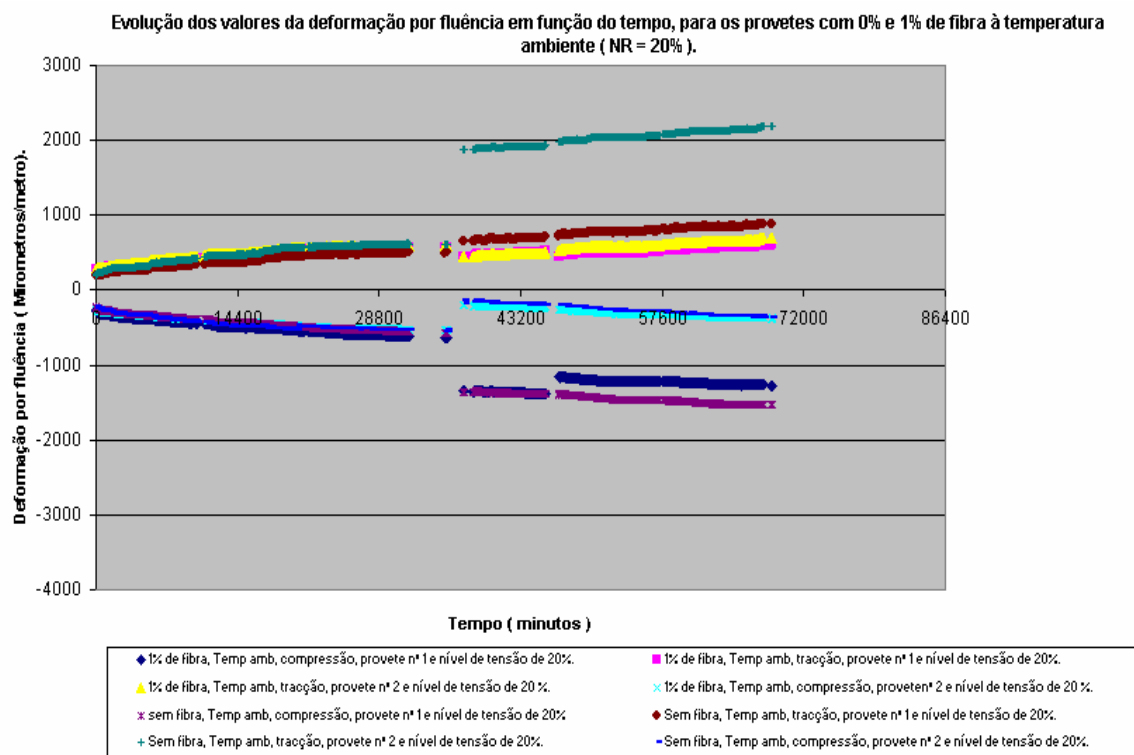


Figura 6.22 – Curvas deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra e com 1% de fibra à temperatura ambiente e nível de tensão de 20%.

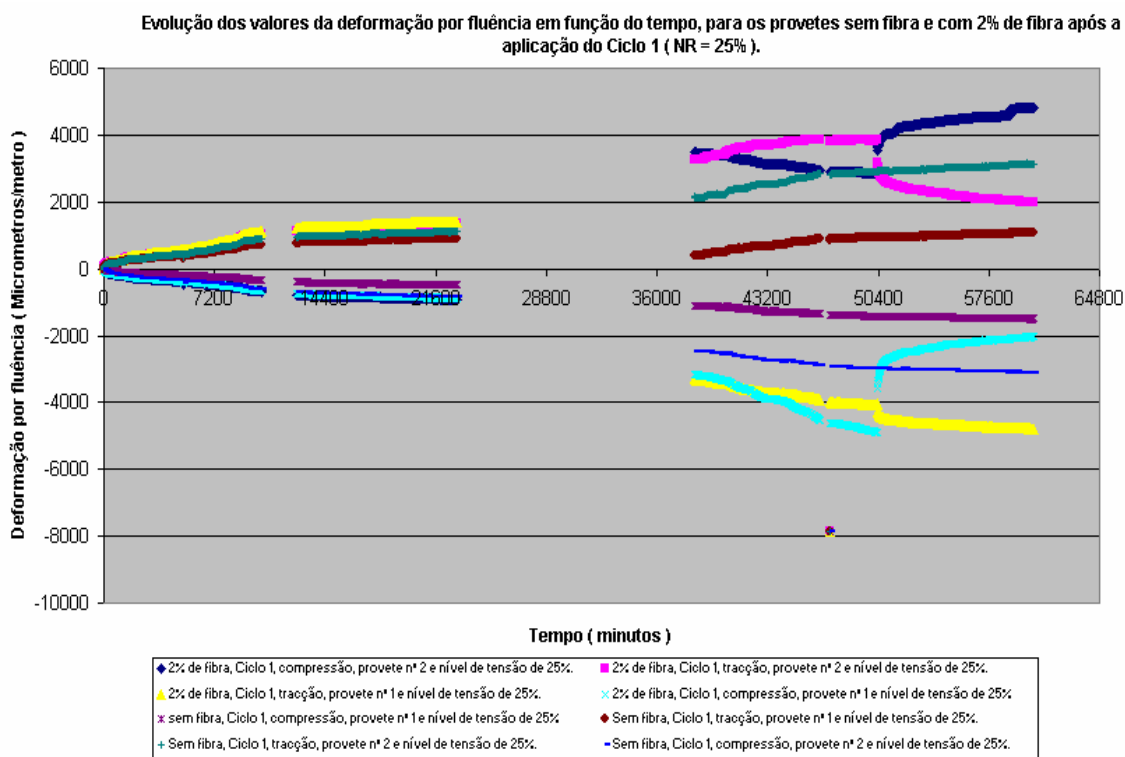


Figura 6.23 – Curvas deformação por fluência versus tempo para vigas sem fibra e com 2% de fibra após a aplicação do **Ciclo 1** e nível de tensão de 25%.

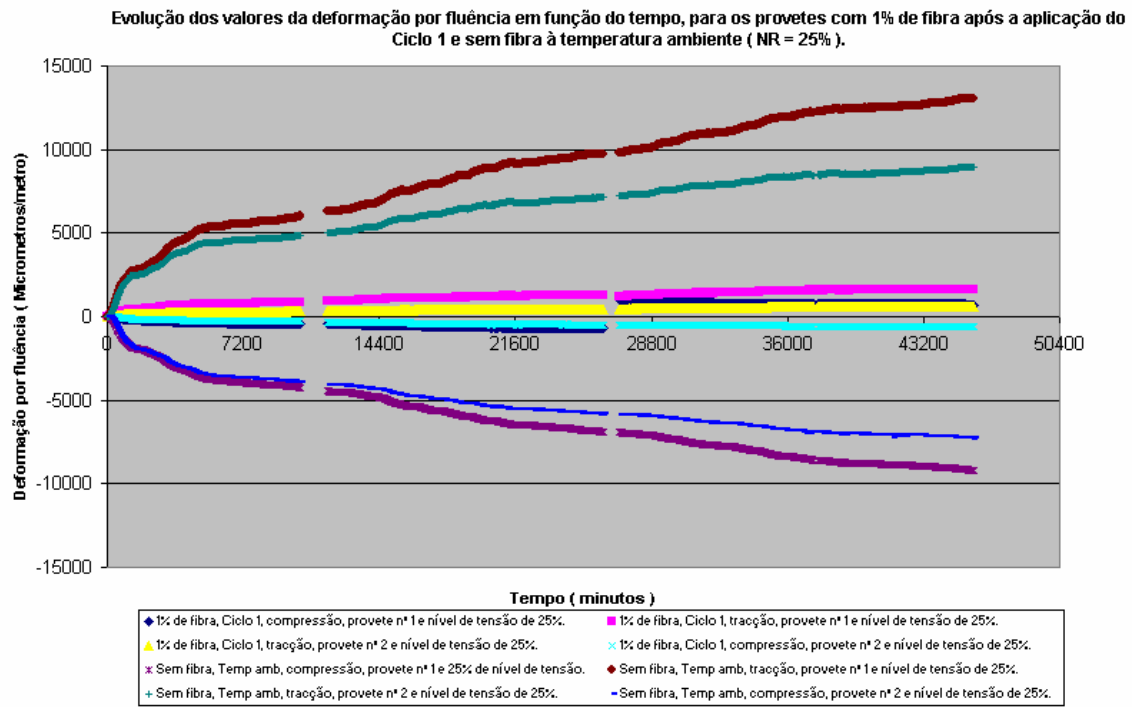


Figura 6.24 – Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas com 1% de fibra após a aplicação do **Ciclo 1** e sem fibra à temperatura ambiente com nível de tensão de 25%.

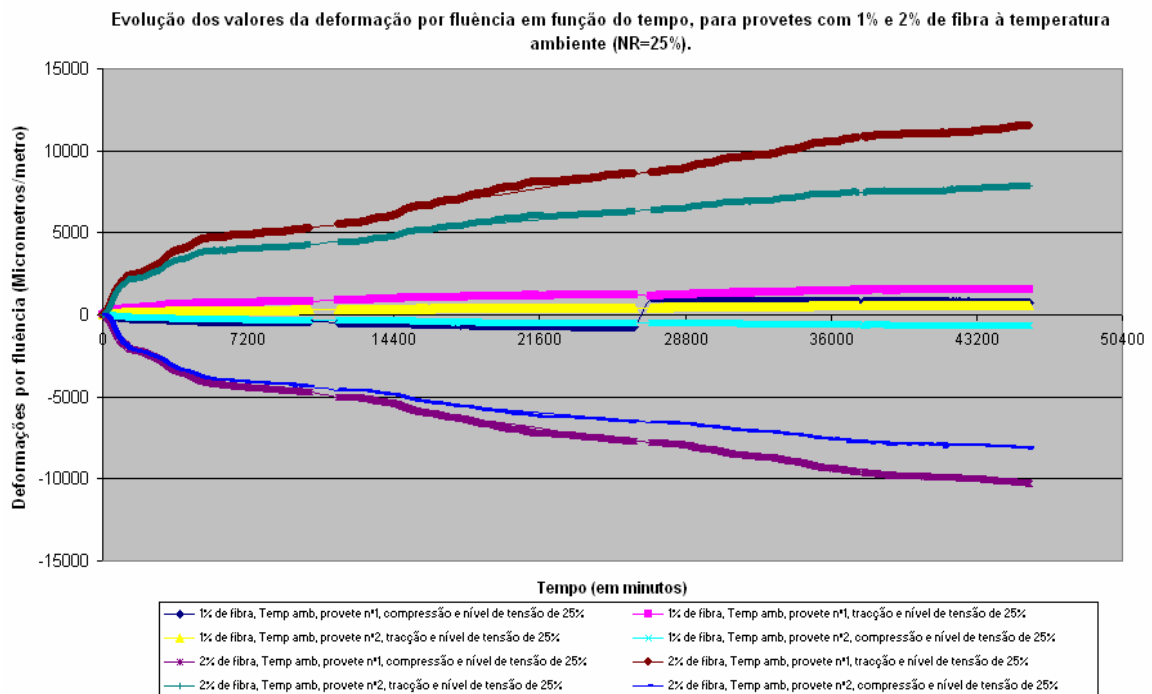


Figura 6.25 – Curvas de deformação por fluência versus tempo para vigas com 1% e 2% de fibra à temperatura ambiente e nível de tensão de 25%.

Da análise dos resultados representados nas curvas de deformação por fluência versus tempo expostas nas figuras 6.17 a 6.25 para as diversas composições (0%, 1% e 2% de fibra), quer à temperatura ambiente quer sob a acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1** - +20°C/+100°C) e para os níveis de tensão de 15%, 20% e 25% do valores da carga de rotura verifica-se que existem diferenças nos valores obtidos para cada viga. O erro cometido na aplicação da carga e a variabilidade das propriedades de cada viga são factores que contribuem para esta variabilidade de resultados.

O sistema de carregamento das máquinas de fluência utilizadas neste trabalho de investigação não permitem um posicionamento exacto dos roletes, o que pode fazer com que a tensão aplicada não corresponda à tensão imposta, factor que tem algum peso na dispersão dos resultados dos valores da fluência. Por outro lado, associado a este motivo está a existência de algumas irregularidades em algumas das faces das vigas que assentam nos roletes, o que pode ocasionar uma evolução irregular e ondulatória em algumas curvas, aquando da sequência das leituras das deformações ao longo do tempo efectuadas pelos extensómetros (ver figura 6.18, em particular), e até porque se admite que as máquinas não tenham a rigidez apropriada de modo a proporcionar um aperto das vigas sem ligeiras trepidações e/ou vibrações.

O estudo da evolução das deformações ao longo do tempo, principalmente a longo prazo, e sobretudo em novas formulações de betão polimérico, como é esta que se usa neste estudo, constitui um passo significativo para caracterizar este tipos de materiais e permite aumentar as suas aplicações estruturais com um maior grau de segurança.

Uma outra informação importante que se pode retirar da apreciação das mesmas curvas, é que estas são em geral praticamente simétricas do ponto de vista do seu comportamento à tracção e à compressão, em fluência à flexão. Paralelamente é interessante saber os periodos de tempo ao fim dos quais, se atingem 20% e 50% da deformações, e a partir deste momento caracterizar o seu comportamento até ao final do ensaio, o que possibilitará à posteriori fazer a sua comparação com o comportamento à fluência de betões de cimento sem e com reforço obtidos por outros autores.

Para isso, e tendo em conta que independentemente do tipo de sistema, das diferentes condições ambientais e dos diversos níveis de tensão utilizados no processo de solitação ao longo do tempo, as tensões à tracção e à compressão são, salvo raras excepções, praticamente semelhantes em termos dos seus valores absolutos, construiu-se a tabela 6.5 que contém aquelas informações.

Sistemas	C. A	NÍVEIS DE TENSÃO											
		15%				20%				25%			
		$\epsilon_{20\%}$ $\mu\text{m/m}$	Dias	$\epsilon_{50\%}$ $\mu\text{m/m}$	Dias	$\epsilon_{20\%}$ $\mu\text{m/m}$	Dias	$\epsilon_{50\%}$ $\mu\text{m/m}$	Dias	$\epsilon_{20\%}$ $\mu\text{m/m}$	Dias	$\epsilon_{50\%}$ $\mu\text{m/m}$	Dias
Sem fibra	T.A	577,8	0,88	2949	4,5	307,5	1,5	768,8	3,7	2195	1,35	5487	3,4
		Depois do registo de $\epsilon_{50\%}$, a deformação cresce até atingir o seu máximo de 5889,2 μm para $t = 36,6$ dias, e a seguir decresce.				Depois, a deformação cresce bruscamente para o valor de 1200 μm em $t = 25,8$ dias e a seguir cresce e atinge o seu valor máximo de 1537,7 em $t = 42$ dias.				A seguir, a deformação cresce até atingir o seu valor máximo de 10975 μm para $t = 32$ dias.			
	Ciclo 1	193,9	0,25	484,8	0,63	132,2	1,24	330,5	3,1	423,4	0,56	1059	1,5
		Depois, a deformação cresce até atingir o seu valor máximo de 6344,3 μm ao fim de 14 dias, e a seguir mantém-se constante até ao final do ensaio em $t = 42$ dias.				A seguir, a deformação aumenta para o seu valor máximo de 660,7 μm em $t = 41$ dias.				Depois, a deformação sofre uma queda brusca do seu valor ao fim de 12 dias e a seguir cresce até ao seu valor máximo de 9680 μm ao fim de 32 dias.			
1% de fibra	T.A	1269	2,3	3172	9,1	157,3	0,76	393,2	1,9	215,1	0,12	537,9	0,27
		A seguir, a deformação aumenta para o seu valor máximo de 6344,3 μm em $t = 15$ dias e depois mantém-se constante até ao final do ensaio.				Depois a deformação aumenta bruscamente e logo a seguir cresce gradualmente até atingir o seu valor máximo de 786,4 μm ao fim de 42 dias.				A seguir a deformação cresce para o seu valor máximo de 10975 μm em $t = 32$ dias.			
	Ciclo 1	518,1	0,67	1296	1,7	214,1	2,23	535,1	5,4	527,7	0,32	1320	0,81
		A seguir a deformação aumenta até atingir o seu valor máximo de 2592 μm para $t = 14$ dias e depois mantém-se constante até ao final do ensaio.				Depois, a deformação cresce até atingir o seu valor máximo de 1070 μm e a seguir o seu valor mantém-se constante até ao final do ensaio				Depois, a deformação cresce até atingir o seu valor máximo de 2638 μm e a seguir o seu valor mantém-se constante até ao final do ensaio.			

2% de fibra	<i>T.A</i>	756	0,93	1892	5,8	214	2,23	535	5,4	1936	0,98	4839	2,4
		A seguir, a deformação cresce com o tempo até atingir o seu valor máximo de 3783 µm para t = 30 dias, e depois decresce até ao final do ensaio.				Depois, a deformação cresce com o tempo até atingir o seu valor máximo de 1070 µm para t = 42 dias, com tendência a aumentar no horizonte temporal seguinte.				A seguir, regista-se uma quebra da deformação ao fim de 12 dias e depois um aumento desta até alcançar o seu valor máximo de 9680 µm para t = 32 dias.			
	<i>Ciclo 1</i>	166	0,064	414	0,16	189	1,8	470	4,4	226	0,31	568	0,77
		A seguir, existe um aumento da deformação ao longo do tempo até atingir o seu valor máximo de 828,5 µm em t = 15 dias, e depois aquela decresce e mantém-se constante até ao final do ensaio.				Depois, existe um aumento da deformação ao longo do tempo até atingir o seu valor máximo de 940,3 µm em t = 41,5 dias.				Depois, existe um aumento da deformação ao longo do tempo até atingir o seu valor máximo de 1130 µm em t = 43 dias.			

Legenda : *C.A* – Condições ambientais ; *T.A* – Temperatura ambiente e *Ciclo 1* – (+20°C/+100°C).

Tabela 6.5 – Historial da deformação onde constam os valores médios, de 20% e 50% da deformação por fluência e os momentos temporais correspondentes, para os três sistemas em betão polimérico e para as diferentes condições ambientais e níveis de tensão.

Reflectindo sobre os valores da tabela 6.5 constata-se que independentemente do tipo de sistema e/ou das condições ambientais ou ainda do nível de tensão aplicado observa-se que, geralmente, isto é, exceptuando raros casos observados em alguns sistemas, as deformações correspondentes a 20% e 50% do valor da fluência dão-se no 1º dia, e durante os primeiros cinco dias de vida à fluência, respectivamente.

As deformações por fluência a 20% e a 50% do seu valor baixam substancialmente com a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**), à excepção dos sistemas com 1% de fibra para os níveis de tensão de 20 e 25%, as quais aumentam igualmente de 26,5% no 1º caso, e de 59% e 78% neste último caso, respectivamente. Para os sistemas sem fibra o abaixamento das deformações varia de 60 a 80% quando se aplica o nível de tensão de 15%, para 80 a 88% no caso do nível de tensão ser de 25% e

de 57% para o nível de tensão de 20%, sabendo que as maiores percentagens de diminuição da deformação dizem respeito a 50% do valor desta. Nos sistemas com 1% de fibra a diminuição das deformações, em ambos os casos, e para o nível de tensão de 15% é de 59% e aumentam 26,5% e 78% quando as vigas são solicitadas para 20 e 25% do valor da carga de rotura, respectivamente. Relativamente aos sistemas com 2% de fibra, aquelas quedas da deformação variam de 78% no nível de tensão de 15%, para 12% no nível de tensão de 20% e para 88% no caso do nível de tensão ser de 25%. De salientar que à medida que, para cada nível de tensão e para cada sistema as deformações diminuem, a fluência ocorre muito mais rapidamente em vigas submetidas a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura do que à temperatura ambiente, dada a presença do polímero na matriz e à natureza viscoelástica desta, que são sensíveis ao aumento da temperatura e à sua variação com o tempo.

O gráfico da figura 6.26 da página seguinte mostra como varia a máxima deformação atingida durante o ensaio de fluência com a percentagem de fibra, para os níveis de tensão de 15%, 20% e 25% da tensão de rotura e à temperatura ambiente. Da sua análise verifica-se que independentemente do nível de tensão, a evolução das deformações em função da percentagem de fibra, em tracção e em compressão são sensivelmente simétricas. Assim, para o nível de tensão de 15% à temperatura ambiente, a variação da deformação traduz-se por duas curvas convexas que atingem o seu máximo no ponto de abcissa de 1% de fibra, o seu valor mínimo em 2% de fibra e o seu valor intermédio em 0% de fibra. Quanto aos níveis de tensão de 20% e de 25%, a evolução das deformações faz-se segundo duas trajectória curvilíneas e concavas que têm os seus valores mínimos da deformação em 1% de fibra embora por valores muito mais baixos nos intervalos de 0 a 1% de fibra e de 1 a 2% de fibra para um nível de rotura de 20%, cuja trajectória é quase rectilínea e linear. Pode dizer-se que à temperatura ambiente, os sistemas que melhor se comportam à fluência são os que têm 1% de fibra e logo a seguir os que têm 2% de fibra, e os que pior se comportam são os sistemas sem fibra, não contando com o valor do horizonte temporal em que se regista a máxima deformação. Observando, agora, o gráfico da figura 6.27 da página seguinte, o qual traduz a variação da deformação por fluência em função da percentagem de fibra, para os diversos níveis de tensão aplicados e para os casos em que as vigas foram submetidas a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1-** +20°C/+100°C durante 1200 horas) constata-se o seguinte:

A fluência em tracção e em compressão continua a ser aproximadamente simétrica e quando se aplicam níveis de 20% e 25% do valor da carga de rotura as deformações por fluência variam segundo curvas concavas que têm os seus valores mínimos em 1% de fibra, enquanto que no caso de o nível de tensão ser de 15% a deformação segue a trajectória de uma curva ligeiramente convexa (quase rectilínea) com o seu valor máximo em 1% de fibra, embora se possa afirmar que para níveis de tensão inferiores a

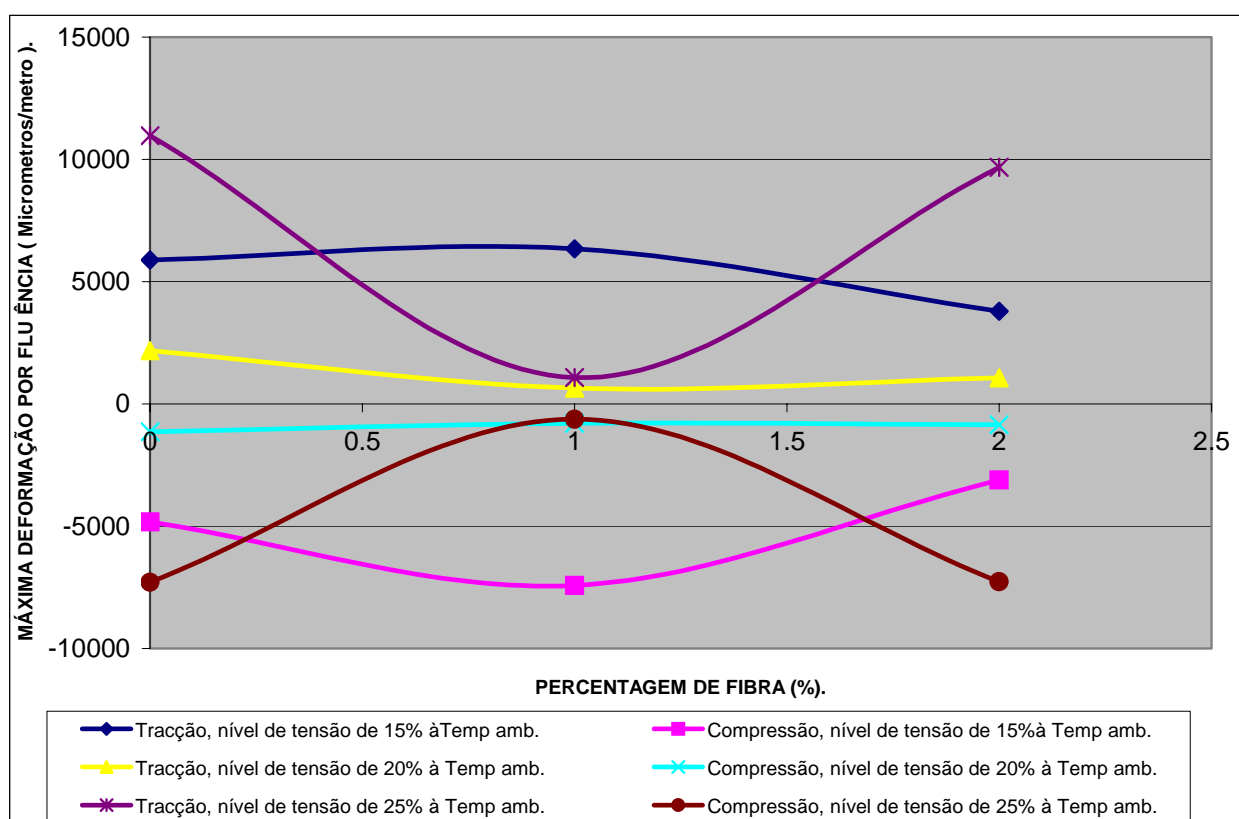


Figura 6.26 – Curvas deformação máxima atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tracção e à compressão de vigas ensaiadas à temperatura ambiente e para os diferentes níveis de tensão.

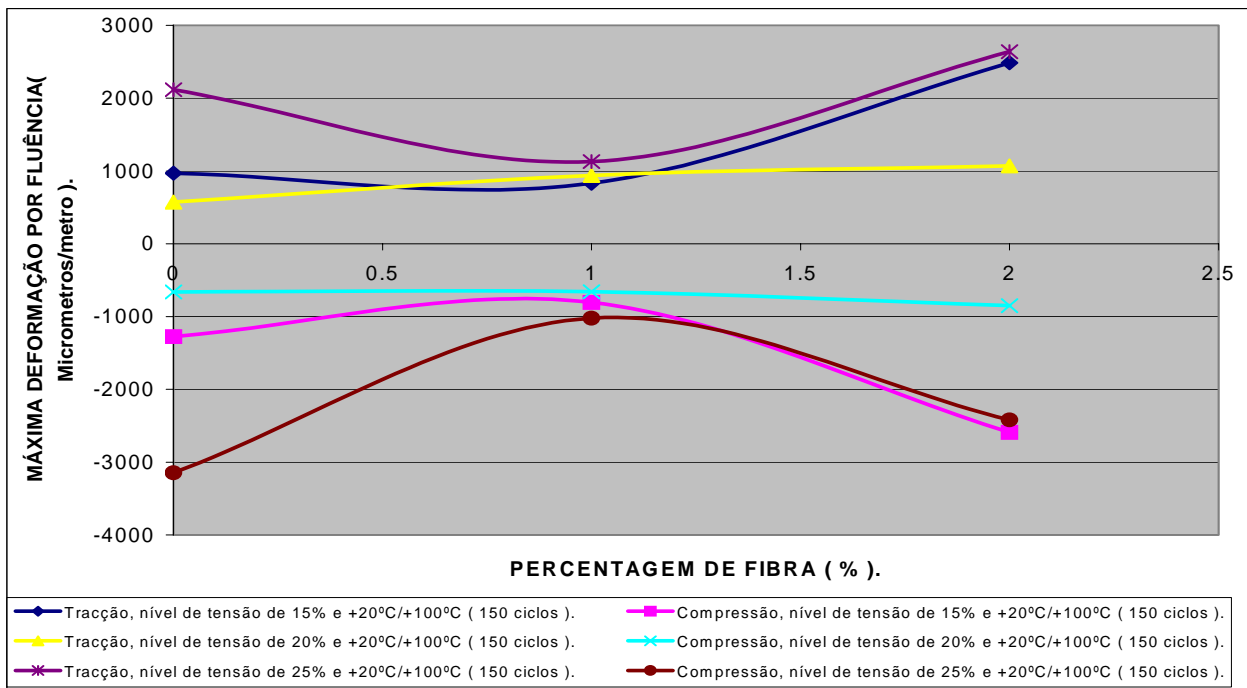


Figura 6.27 – Curvas deformação máxima atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tração e à compressão de vigas ensaiadas após a aplicação do **Ciclo 1** e para os diferentes níveis de tensão.

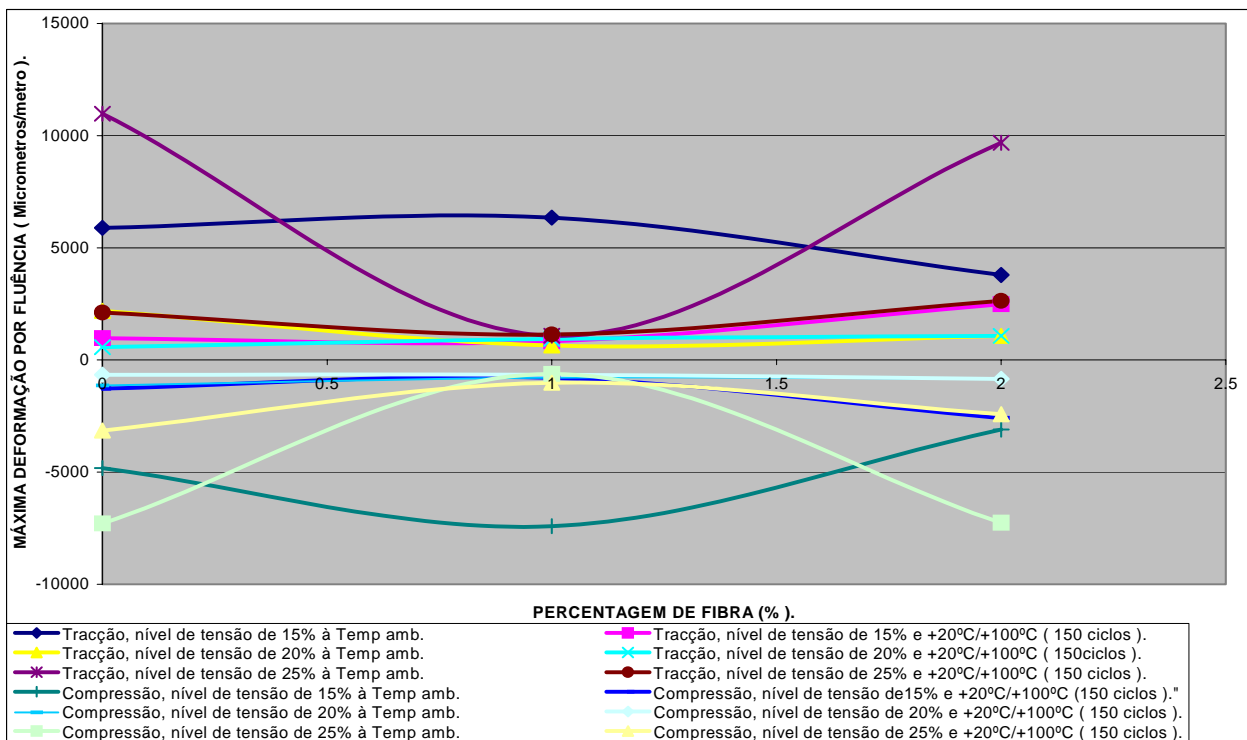


Figura 6.28 – Curvas deformação máxima atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tração e à compressão, para as diferentes condições ambientais e níveis de tensão.

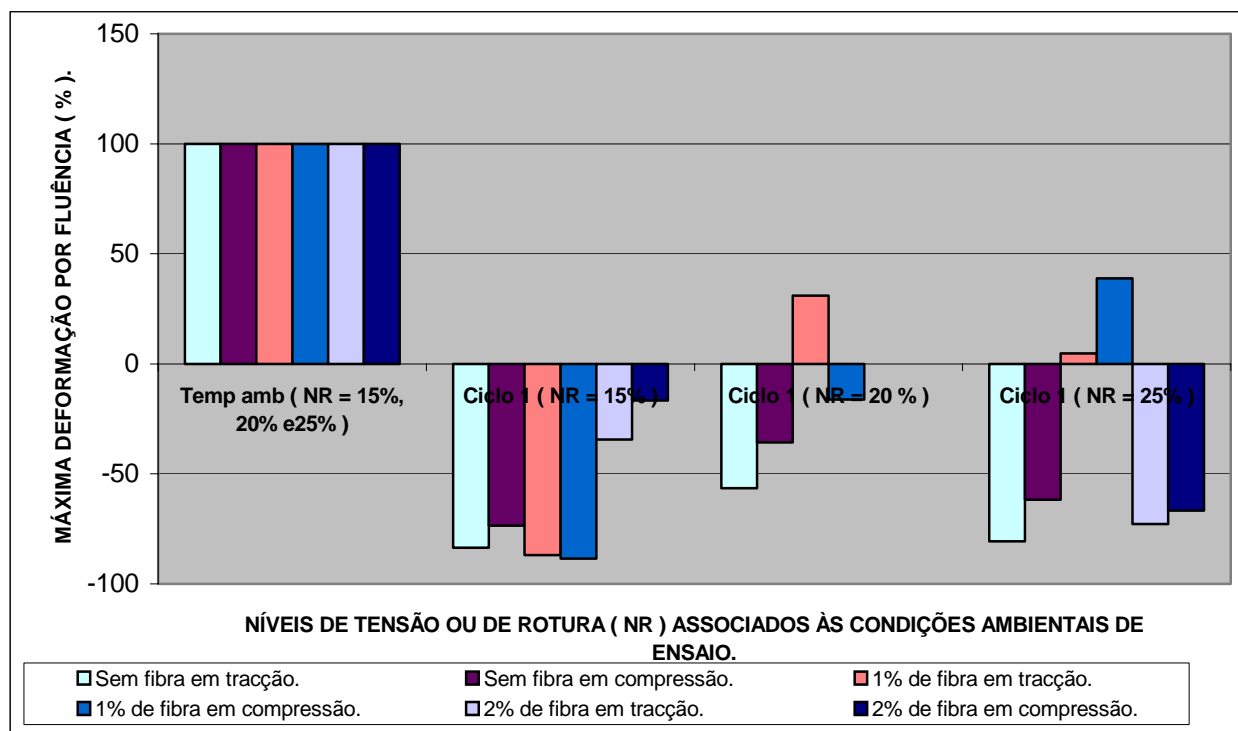


Figura 6.29 – Percentagem de aumento ou diminuição da máxima deformação por fluência atingida no ensaio, para os três sistemas e níveis de tensão de 15%, 20% e 25% e para as diferentes condições ambientais, relativamente à situação de ensaio à temperatura ambiente.

15% a fluência praticamente não varia com a percentagem de fibra, e de um modo geral a fluência aumenta com a subida do nível de tensão. O gráfico da figura 6.28 da página anterior dá-nos a visão global da variação média dos valores máximos da deformação por fluência atingidos durante o ensaio, em função da percentagem de fibra adicionada ao betão, permitindo uma distinção clara do comportamento à fluência dos diversos sistemas antes e depois da aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura e tendo em vista os diferentes níveis de tensão. A figura 6.29 da página anterior é um gráfico de barras que nos elucida sobre a melhoria ou degradação do comportamento à fluência dos três sistemas em betão polimérico (sem fibra, com 1% de fibra e com 2% de fibra) após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**) em relação ao comportamento à fluência de vigas ensaiadas à temperatura ambiente, isto é, sem serem sujeitas a qualquer tipo de ciclo térmico e/ou ambiental. Da análise deste gráfico de barras nota-se nitidamente que os betões sem fibra são os melhores depois da aplicação do **Ciclo 1**, que fluem em média (ao longo dos três níveis de tensão) cerca de 60% menos, relativamente à situação de ensaio à temperatura ambiente. A seguir a estes, os betões com 2% de fibra são os melhores em termos de comportamento à

fluência, já que os níveis de fluência baixaram em média cerca de 40%, exceptuando a situação em que se aplica o nível de carga de 20% do valor da carga de rotura onde é visível não haver nem aumento nem diminuição da deformação por fluência em comparação com a situação de ensaio à temperatura ambiente. Nos betões com 1% de fibra e para os níveis de tensão mais elevados vê-se que há uma degradação do comportamento à fluência.

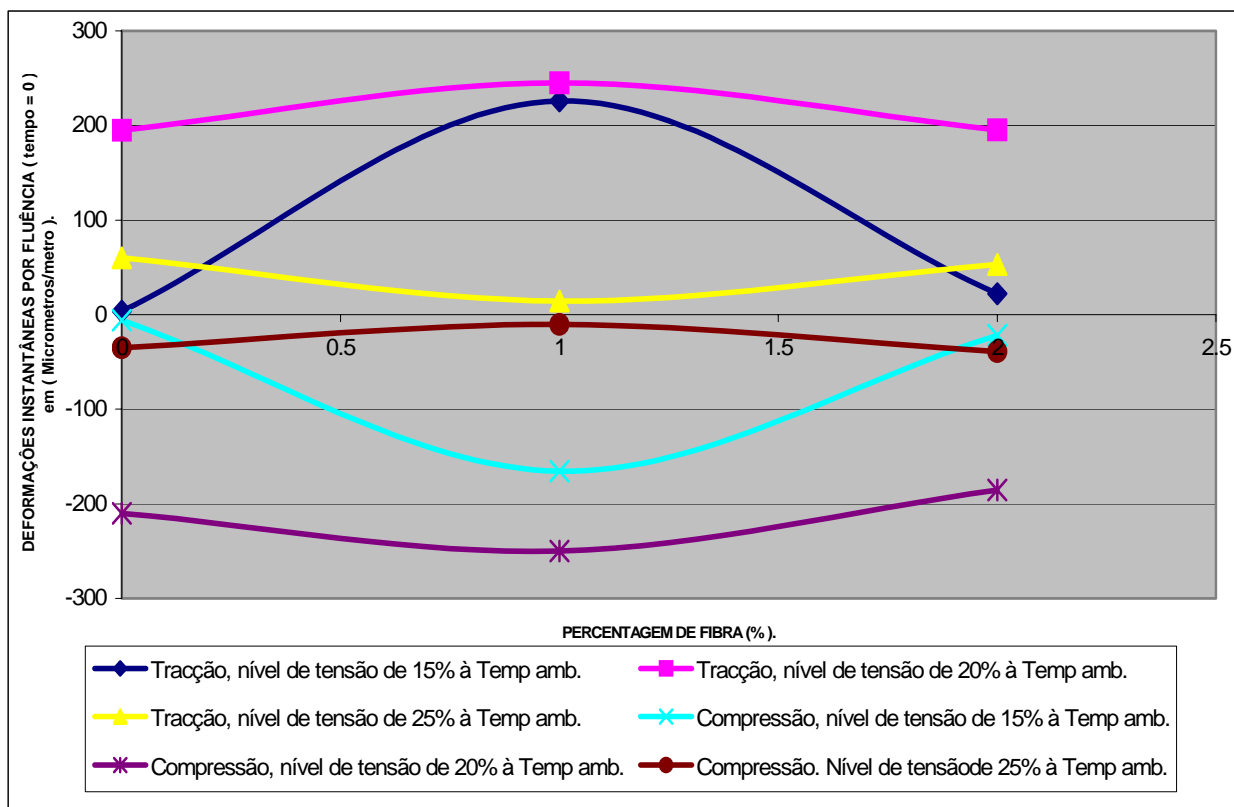


Figura 6.30 – Variação dos valores médios das deformações elásticas ou instantâneas em função da percentagem de fibra, à temperatura ambiente e para os diferentes níveis de tensão.

Nas figuras 6.30 e 6.31, encontram-se representados os gráficos de evolução dos valores médios das deformações elásticas ou instantâneas em função das percentagens de fibra (0%, 1% e 2%), à temperatura ambiente e depois da aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura.

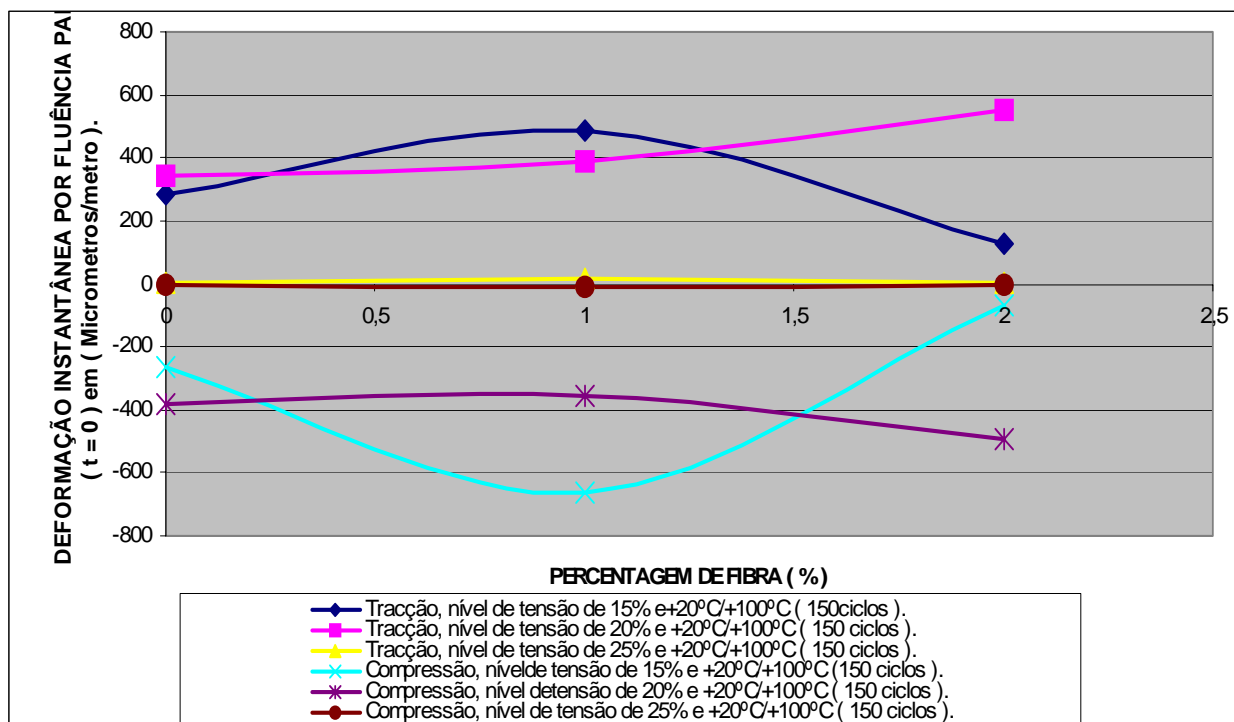


Figura 6.31 – Curvas de valores médios da deformação elástica ou instantânea atingida no ensaio versus percentagem de fibra, à tracção e à compressão de vigas ensaiadas após a aplicação do **Ciclo 1** e para os diferentes níveis de tensão.

Reflectindo sobre estas representações foi possível extrair algumas ilações: a forma das curvas que traduzem os valores das deformações elásticas versus percentagem de fibra, seja qual for o sistema em causa, as condições ambientais adoptadas e os níveis de tensão aplicados é aproximadamente simétrica em relação ao eixo das percentagens de fibra, à semelhança do que se descreveu acerca das deformações máximas atingidas nos ensaios de fluência; por outro lado e à temperatura ambiente, as deformações elásticas aumentam substancialmente com o aumento do nível de tensão aplicado, sobretudo na passagem de 15% para 20% dos valores da carga de rotura aplicados e esses aumentos são mais acentuados nos betões poliméricos sem fibra e com 2% de fibra; o efeito da aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**) é de crescimento intenso da fluência elástica, o qual diminui com o nível de tensão em cada sistema e é maior nos betões sem fibra e com 2% de fibra. No entanto verificam-se algumas excepções à regra no que concerne ao nível de tensão de 25%.

6.5. Verificação experimental e modelos de previsão.

6.5.1. Análise teórica

A caracterização mecânica é feita usando elementos de viga, e uma vez que os elementos estruturais tais como vigas e placas, normalmente suportam cargas à flexão, decidiu-se basear aquela caracterização em ensaios de flexão em 4 pontos. Isto porque, se trata de um ensaio fácil de realizar e mais económico relativamente aos ensaios uniaxiais, embora a análise das tensões e das deformações na secção da viga seja um pouco mais complicada.

Na figura 6.32 pode observar-se o diagrama de esforços cortantes ou transversos para o ensaio de flexão em 4 pontos, onde se distinguem três regiões distintas: duas regiões simétricas com esforço cortante constante entre os suportes interiores livres de tensões de corte, e uma região interior onde a carga à flexão é constante e portanto classificada como uma situação de flexão pura, na qual se faz o estudo experimental e se desenvolve a análise teórica clássica da viga elástica.

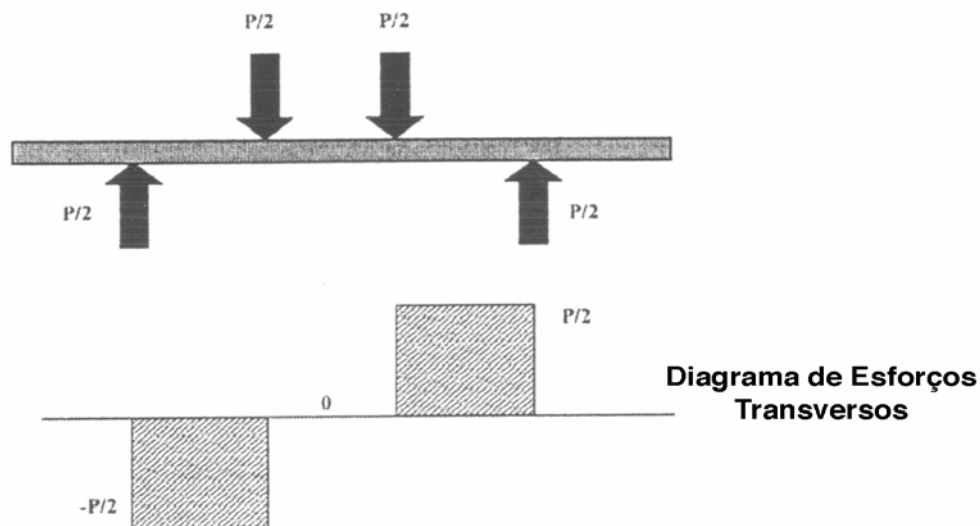


Figura 6.32 - Diagrama de esforços cortantes para o ensaio de flexão em 4 pontos.

O modelo adoptado neste trabalho comporta-se como um elemento de viga sujeito a uma carga de flexão pura sem a presença de fendas, e a análise de uma secção genérica faz-se considerando uma distribuição de deformação linear e assumindo que as secções

planas permanecem planas e que as propriedades de tracção e de compressão se mantêm.

Numa primeira abordagem considera-se que ambos os constituintes, betão polimérico e fibra de vidro, são materiais elásticos lineares integrados num todo isotrópico e que a tensão equivalente no compósito a determinar, σ_c , assumindo o eixo neutro situado a meia altura do elemento de viga é dada por:

$$\sigma_a = \sigma_m V_m + \sigma_f V_f \quad (50)$$

Onde σ_m e σ_f são as tensões na matriz e na fibra e V_m e V_f são as percentagens em volume da matriz e da fibra, respectivamente.

A colocação do eixo neutro a meia altura justifica-se pelo facto de os resultados experimentais que caracterizam o comportamento à fluência, à tracção e à compressão terem valores absolutos sensivelmente iguais, ou seja, valores relativos quase simétricos.

As equações de equilíbrio na secção transversal obtêm-se recorrendo à definição geométrica representada na figura 6.33.

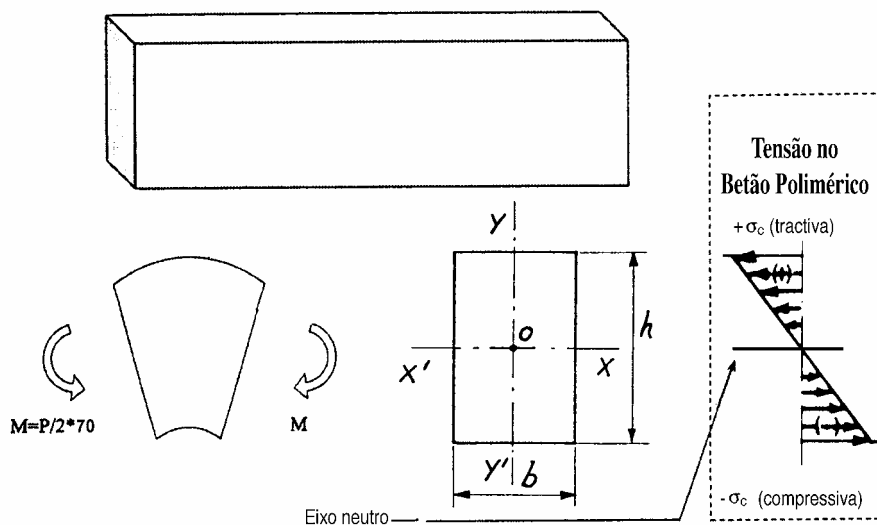


Figura 6.33 - Diagrama esquemático para análise das tensões e deformações no compósito (vigas em betão polimérico não reforçadas e reforçadas com fibra de vidro).

As equações de equilíbrio estático na secção recta da viga com carregamento à flexão são as seguintes:

$$\frac{2b\sigma_c}{h} \int_{-h/2}^{h/2} y^2 dy = M \quad (51)$$

Acresce ainda que o momento da curvatura é dado pela seguinte equação:

$$\frac{1}{EI} \frac{2b\sigma_c}{h} \int_{-h/2}^{h/2} y^2 dy = \frac{M}{EI} \quad (52)$$

Sendo M o momento aplicado ao todo isotrópico, b e h as dimensões da viga, E o módulo de elasticidade do compósito e I o momento de inércia do mesmo em relação ao eixo neutro (eixo xx'), o qual é dado por:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (53)$$

A solução analítica do sistema conduz a uma equação que expressa os valores de σ_c

$$\sigma_c = \frac{6M}{bh^2} \quad (54)$$

Este modelo teórico servirá apenas para estabelecer a comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os calculados pela teoria da viga elástica, através da construção das curvas (máxima tensão versus máxima deformação), e só no caso de vigas em betão polimérico não reforçadas com fibra. A previsão do comportamento à fluência dos betões poliméricos não reforçados e reforçados com fibra será feita, ajustando modelos viscoelásticos. Incluir na previsão teórica a construção de um modelo analítico que permita nas condições de flexão descritas (tracção e compressão) determinar o valor da tensão na interface betão/fibra em função do tempo, adoptando vários factores de orientação da fibra, dado que a fibra distribuída na matriz não tem uma orientação preferencial é tarefa morosa de investigação a deixar como sugestão de trabalhos futuros.

6.5.2. Resultados de fluência em vigas não reforçadas.

Na figura 6.34 mostram-se as curvas de valores experimentais e teóricos (tensão versus deformação) para betões poliméricos não reforçados.

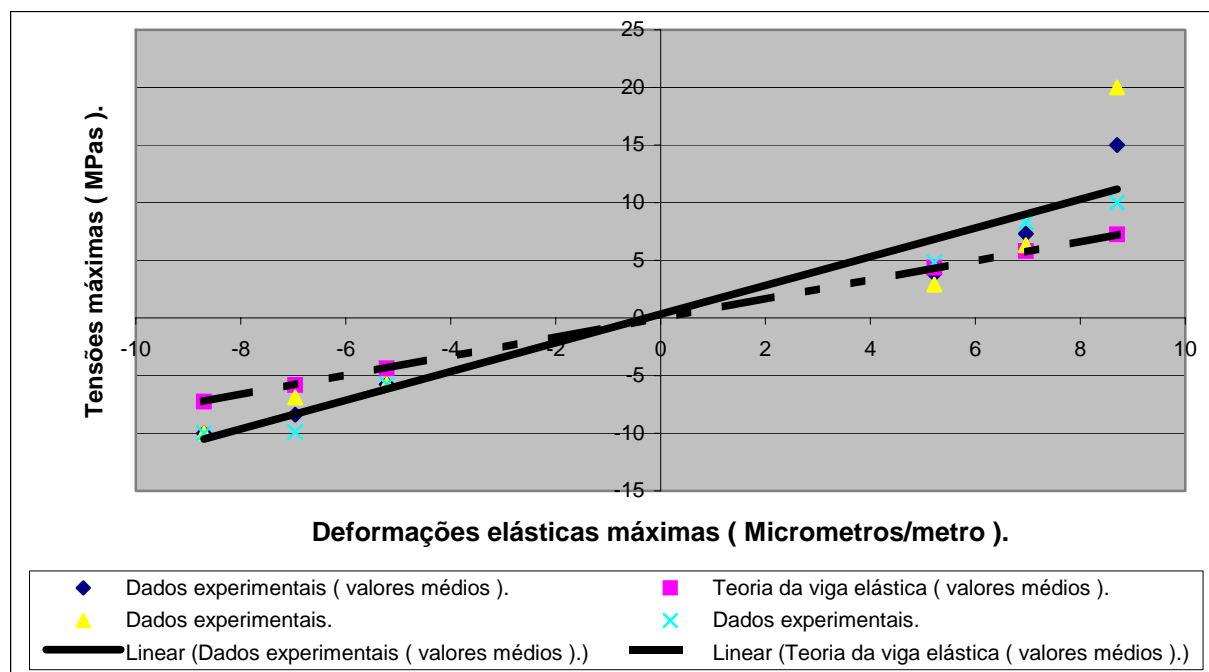


Figura 6.34 – Curvas tensão versus deformação, experimentais e teóricas para betões poliméricos não reforçados com fibra.

A aplicabilidade da teoria da viga elástica é verificada, como vimos, através das curvas tensão versus deformação. Infelizmente, durante os ensaios estáticos à flexão (**Capítulo 4**) apenas foram registadas as forças aplicadas e os deslocamentos resultantes, à excepção das vigas em betão polimérico de epóxido sem reforço adoptadas neste estudo como formulação óptima, onde foram registados os gráficos extensão versus tempo. Aquelas curvas foram reconstruídas, usando inicialmente as deformações máximas (tempo = 0) medidas experimentalmente dos ensaios de fluência. Assim, e de acordo com o apresentado na figura 6.34, as previsões apresentadas pela teoria da viga elástica, comparativamente aos resultados experimentais obtidos nos ensaios de fluência são bastantes razoáveis, embora a dispersão verificada possa ser eventualmente explicada pela existência de algumas irregularidades na espessuras das vigas ensaiadas e às fragilidades já enunciadas do sistema de carregamento das máquinas de ensaio. Outros autores chegaram a conclusões semelhantes [111, 126].

6.5.3. Resultados de fluência e modelos viscoelásticos.

Neste trabalho é suposto que a distribuição das tensões não varie ao longo do tempo, apesar de nestes casos particulares aquela suposição seja aceitável apesar da adição do

reforço em fibra. Então, se o betão polimérico goza de um comportamento semelhante ao de um material viscoelástico linear, ocorre naturalmente uma distribuição de tensões entre o betão polimérico e a fibra de reforço. A história da deformação sob a acção de uma carga constante pode ser descrita pela seguinte equação (55):

$$\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_0 \left(1 - \varepsilon_{fluência(t)} / \varepsilon_0 \right) \quad (55)$$

Onde, ε_0 representa a deformação instantânea ou elástica. Se o material é considerado viscoelástico linear, então todos os valores normalizados da relação $(\varepsilon_{(t)} / \varepsilon_0)$ medidos a diferentes níveis de tensão são conhecidos e representados em função do tempo de carregamento.

Dois modelos diferentes são considerados para verificar os resultados experimentais, sendo o primeiro empiricamente conhecido pelo modelo de Power Law dado pela expressão descrita na equação (35).

Um segundo modelo que se usa para previsão do comportamento à fluência de betões poliméricos é baseado na composição de dois modelos clássicos viscoelásticos lineares, o de Kelvin e o de Bruger [134], conectados em série, designado por modelo de Bruger-Kelvin, mostrado na figura 6.3 (**Capítulo 6**) [113], que para uma carga constante, durante um ensaio de fluência o modelo dá a seguinte expressão, designada pela equação (56).

$$\varepsilon_{(t)} / \varepsilon_0 = 1 - \alpha_1 t + \alpha_2 \left[1 - \left(1/e^{\lambda_2 t} \right) \right] + \alpha_3 \left[1 - \left(1/e^{\lambda_3 t} \right) \right] \quad (56)$$

Onde:

$$\alpha_1 = E_1 / \eta_1; \quad \alpha_2 = E_1 / E_2 \quad ; \quad \lambda_2 = E_2 / \eta_2; \quad \alpha_3 = E_1 / E_3 \quad \text{e} \quad \lambda_3 = E_3 / \eta_3$$

O modelo de Bruger é um simples modelo viscoelástico linear que exhibe todas as características do comportamento viscoelástico, como observado recentemente por outros autores [135], os quais aplicaram este modelo com sucesso para modelar o comportamento à fluência, em carregamento à flexão, de vigas de sandwich incorporadas com plástico reforçado com fibra (PRF). Infelizmente, este modelo não foi adequado a este caso e a adição do modelo de Kelvin provou ser necessária.

Nas figuras 6.35 e 6.36 pode observar-se a previsão do comportamento à fluência usando os modelos de Power Law e de Bruger-Kelvin em relação ao comportamento experimental à tracção e à compressão, no que diz respeito a vigas ensaiadas à temperatura ambiente e depois de as submeter a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**), respectivamente, tratando-se naturalmente de sistemas sem fibra

aplicando um nível de carga de 15% do valor da carga de rotura ou carga máxima. Da apreciação das curvas contidas nos gráficos das figuras atrás referidas resulta que à temperatura ambiente, o modelo de Bruger-Kelvin ajusta-se melhor do que o modelo de Power Law, o qual, sobretudo em tracção apresenta valores de fluência superiores a partir das 300h até ao final do ensaio. O mesmo não se passa em vigas sem fibra, ensaiadas depois de terem sido sujeitas ao **Ciclo 1** de fadiga térmica, em que o modelo de Bruger-Kelvin se afasta em sentido contrário nos estágios intermédios de ensaio entre as 300h e as 700h, relativamente aos resultados experimentais, embora no final das 1000h os valores experimentais da deformação por fluência sejam próximos dos previstos pelo modelo de Power Law e de Bruger-Kelvin. Todavia, o modelo de Power Law ajusta-se melhor à evolução experimental do comportamento à fluência mesmo durante aquele estágio intermédio.

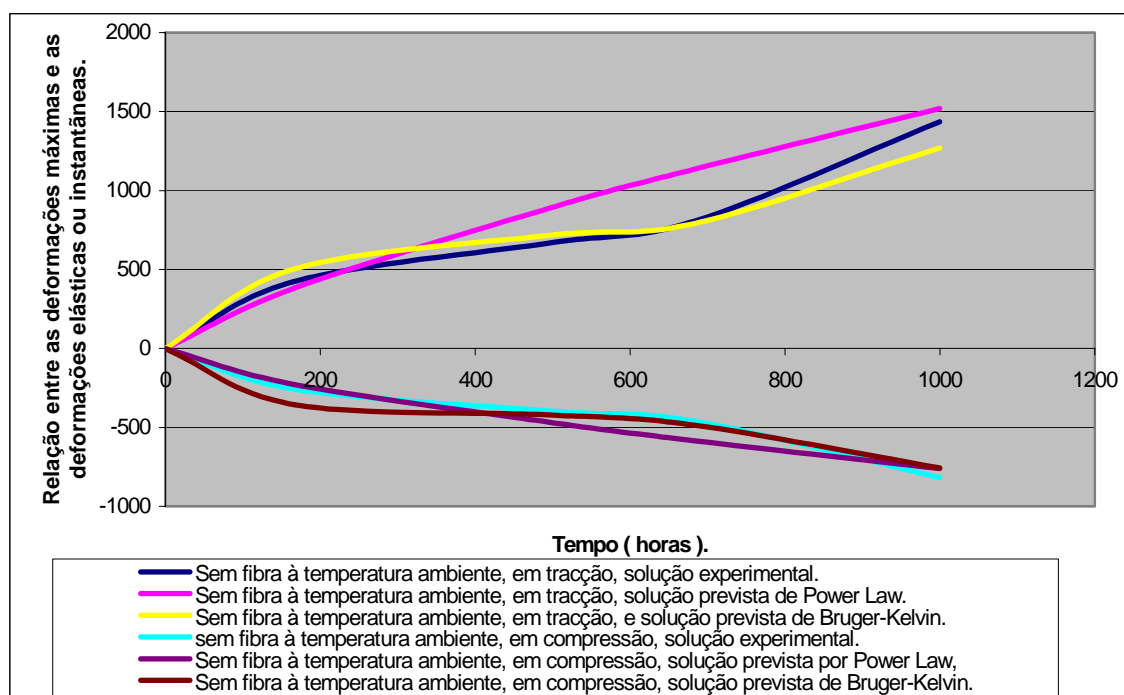


Figura 6.35 – Curvas $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo, experimentais e as baseadas nos modelos de previsão de Power Law e de Bruger-Kelvin, para vigas sem fibra ensaiadas à temperatura ambiente a um nível de tensão de 15%.

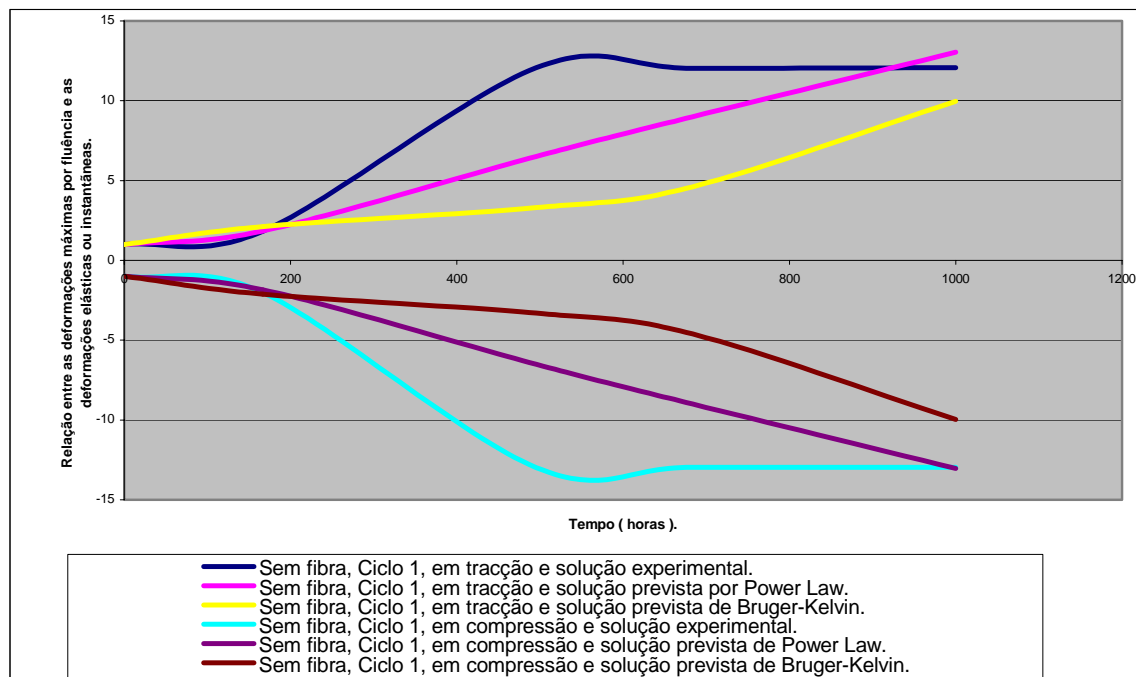


Figura 6.36 - Curvas $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo, experimentais e baseadas nos modelos de previsão de Power Law e de Bruger-Kelvin, para vigas sem fibra ensaiadas após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**), a um nível de tensão de 15%.

Sendo assim, tudo leva a crer que o modelo de Bruger-Kelvin, sobretudo durante a vida à fluência e após a aplicação do **Ciclo 1** de fadiga térmica a alta temperatura é mais pessimista quanto à existência da componente linear viscosa, que pode levar a uma deformação contínua correspondente a um fluxo viscoso directamente proporcional ao tempo. No modelo de Power Law há um aumento contínuo da deformação por fluência e os incrementos desta são continuamente decrescentes com o tempo, e portanto estou grandemente convencido que tem suficiente sustentabilidade a este propósito, principalmente para prever a vida à fluência do betão polimérico à temperatura ambiente. Por isso, a partir daqui, as soluções experimentais serão apenas verificadas com base nas soluções previstas pelo modelo de Power Law cujas curvas recorrem ao processo de minimização dos erros dos mínimos quadrados, cujos valores paramétricos se apresentam na tabela 6.7 da página seguinte. Os valores das constantes no caso de usar o modelo de Bruger-Kelvin estão indicadas na tabela 6.6 e foram obtidas por um processo similar ao utilizado no modelo de Power Law.

Condições ambientais	Parâmetros do modelo de Bruger-Kelvin									
	α_1		α_2		α_3		λ_2		λ_3	
	T	C	T	C	T	C	T	C	T	C
Temp amb	0,0001190	0,000297	1,318	0,9515	4,424	4,335	0,400	0,400	0,00400	0,00400
Ciclo 1	0,000119	0,000119	0,511	0,5107	2,065	2,0657	0,400	0,400	0,00400	0,00400

Tabela 6.6 – Parâmetros do modelo de Bruger-Kelvin para os sistemas sem fibra, solicitados a um nível de tensão de 15% nas diferentes condições ambientais.

Sistemas	CA	Parâmetros do modelo de Power Law											
		Níveis de tensão											
		15%				20%				25%			
		Tracção		Compressão		Tracção		Compressão		Tracção		Compressão	
		β	n	β	n	β	n	β	n	β	n	β	n
Sem fibra	TA	0,803	0,76	0,7029	0,68								
	C 1	0,030	0,89	0,0301	0,89								
1% de fibra	TA					0,9958	0,18	0,9989	0,19				
	C 1					0,9788	0,185	0,9839	0,178				
2% de fibra	TA									30,645	0,28	30,645	0,28
	C 1									12,46	0,689	0,689	0,9021

Legenda: CA – Condições ambientais; TA – Temperatura ambiente; C 1 – Ciclo 1

Tabela 6.7 – Parâmetros do modelo de Power Law para os diferentes sistemas e condições ambientais aplicando os níveis de tensão de 15%, 20% e 25%.

Nas figuras 6.37 e 6.38 mostra-se a evolução experimental das curvas de fluência ($\epsilon(t) / \epsilon_0$) versus tempo para sistemas com 1% de fibra, ensaiadas à temperatura ambiente e após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**), respectivamente, quando se utiliza um nível de tensão de 20%, em comparação com a evolução prevista usando o modelo de Power Law. Nas figuras 6.39 e 6.40 observa-se a mesma coisa e pela mesma ordem, mas agora relativamente a betões poliméricos com 2% de fibra e para um nível de tensão de 25%. Verifica-se que as soluções experimentais e previstas se ajustam razoavelmente, notando-se na maioria dos casos

um desvio não consideravelmente acentuado, nos estágios finais de fluência para valores superiores desta, em relação à solução experimental.

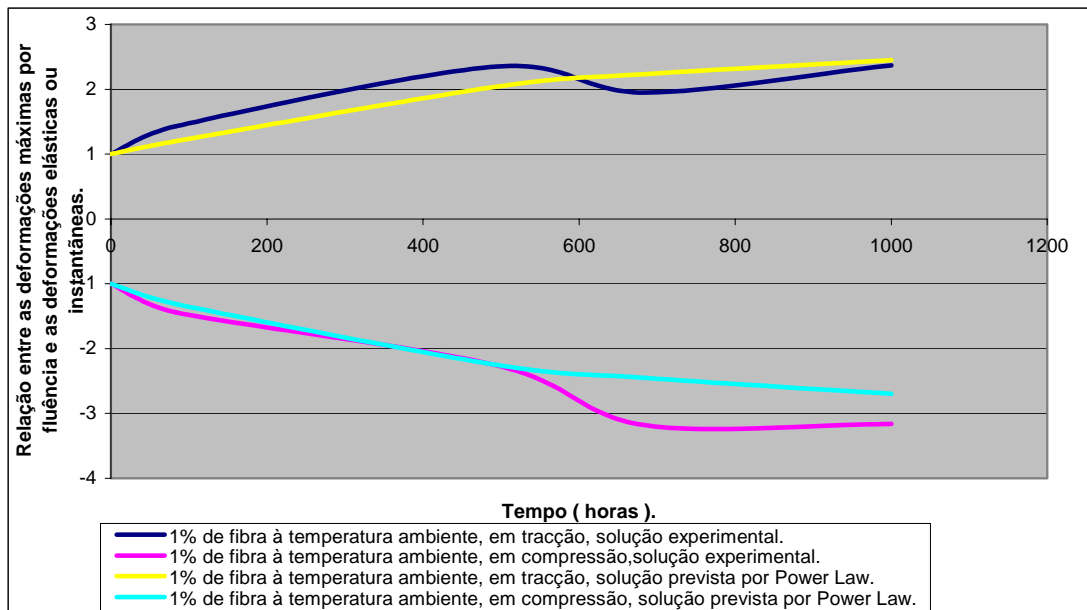


Figura 6.37 - Curvas $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law , para vigas com 1% de fibra ensaiadas à temperatura ambiente, a um nível de tensão de 20%.

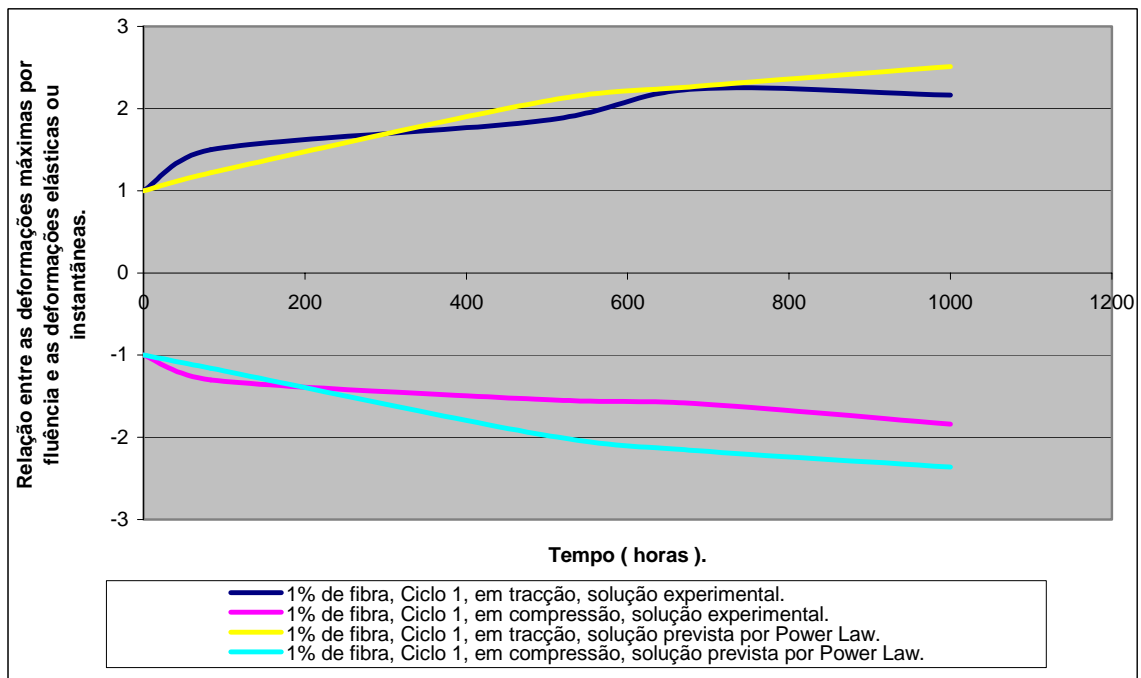


Figura 6.38 - Curvas $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law , para vigas com 1% de fibra ensaiadas após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**) a um nível de tensão de 20%.

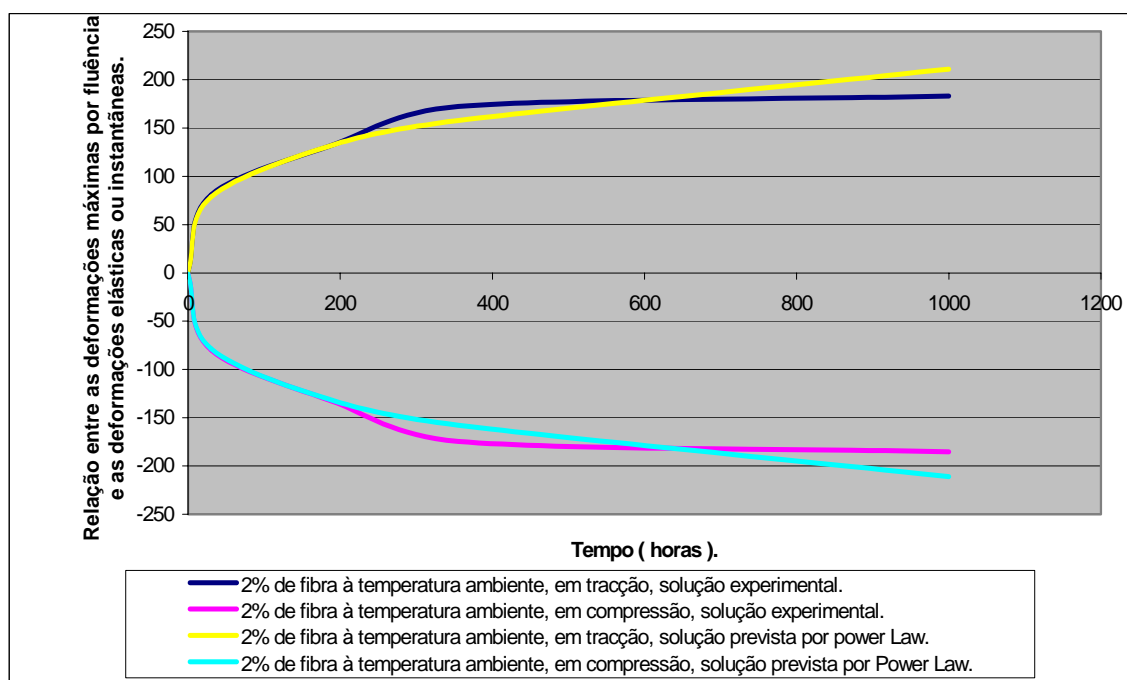


Figura 6.39- Curvas $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law , para vigas com 2% de fibra ensaiadas à temperatura ambiente, após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**) a um nível de tensão de 25%.

No que concerne aos sistemas com 2% de fibra cujas vigas foram ensaiadas depois de terem sido submetidas ao efeito do **Ciclo 1**, a um nível de tensão de 25%, a solução prevista apresenta desvios em relação à não linearidade das curvas experimentais de fluência, embora se encontrem nos estágios finais de ensaio e nos iniciais (até 200h).

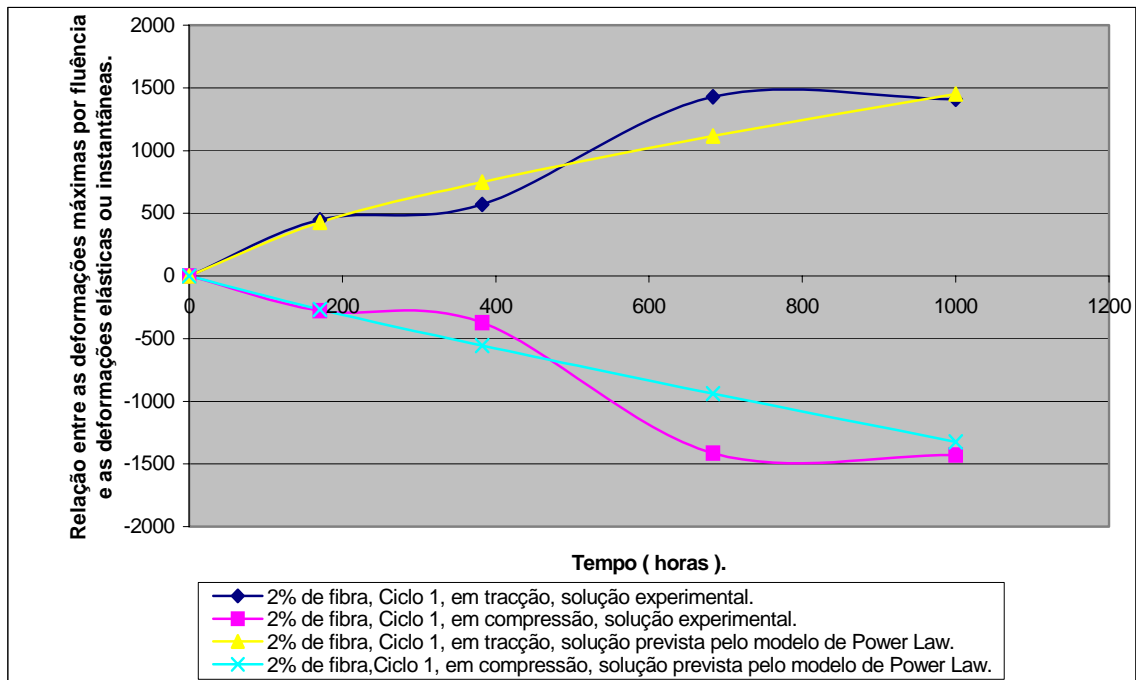


Figura 6.40 – Curvas $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo, experimentais e baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas com 2% de fibra ensaiadas após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**) a um nível de tensão de 25%.

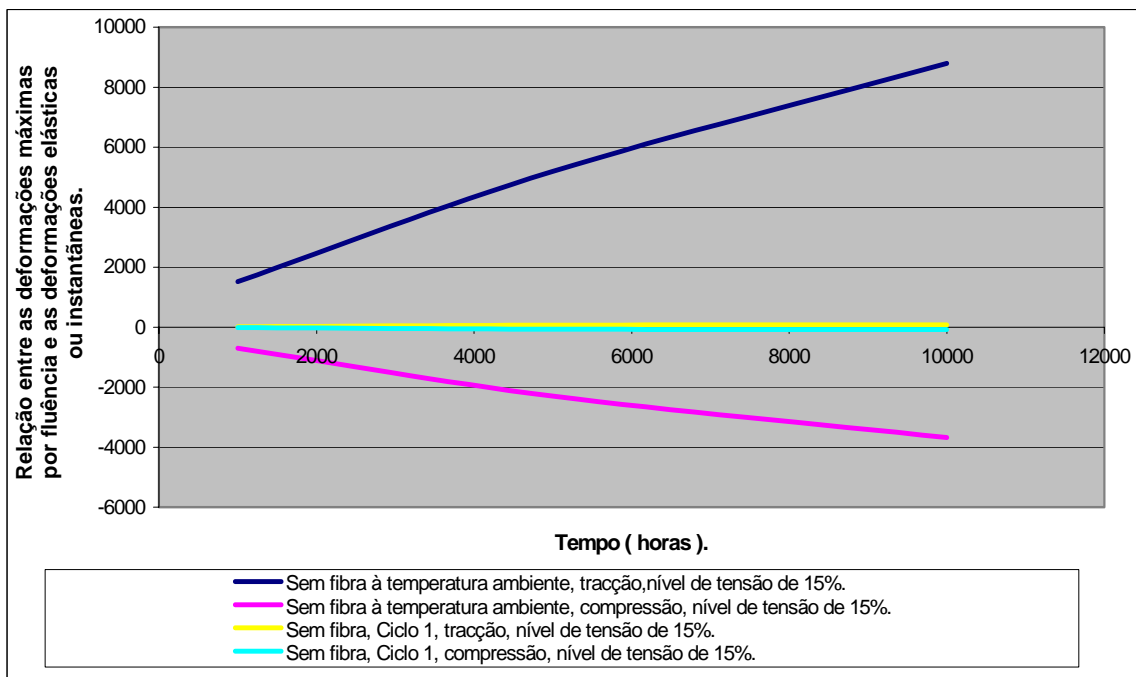


Figura 6.41 – Curvas de extrapolação $(\epsilon_{(t)} / \epsilon_0)$ versus tempo (de 1000 a 10000 horas), baseadas no modelo de previsão de Power Law, para vigas sem fibra ensaiadas nas diferentes condições ambientais a um nível de tensão de 15%.

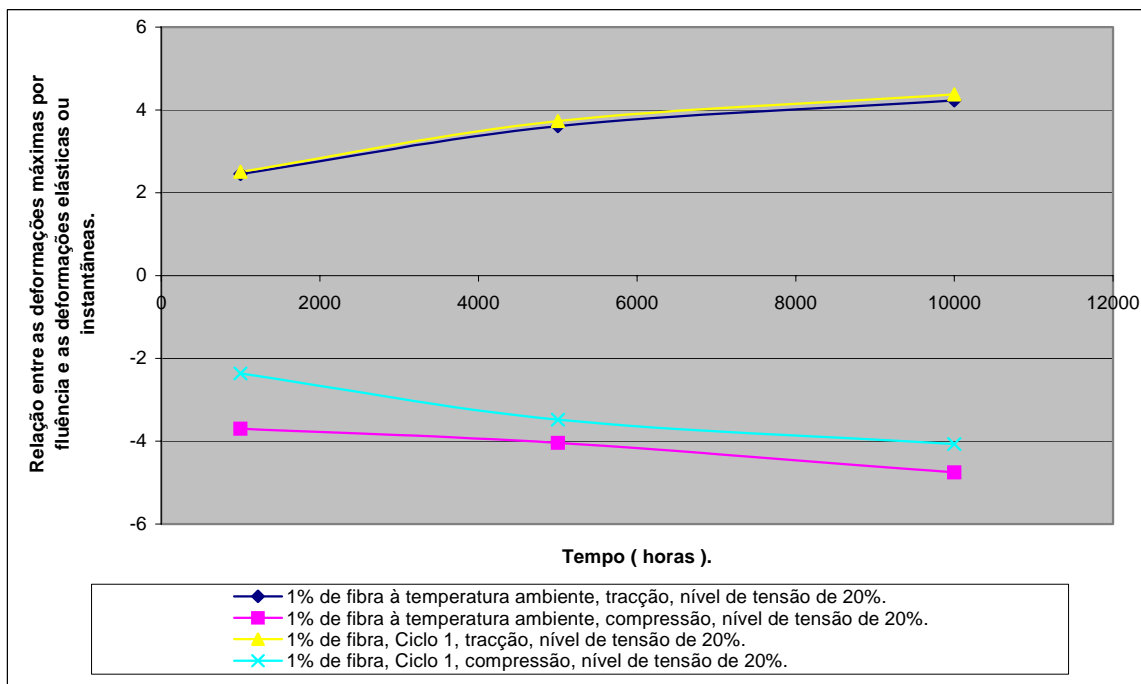


Figura 6.42– Curvas de extrapolação ($\epsilon_{(t)} / \epsilon_0$) versus tempo (de 1000 a 10000 horas), baseadas no modelo de previsão de Power Law , para vigas com 1% de fibra ensaiadas nas diferentes condições ambientais a um nível de tensão de 20%.

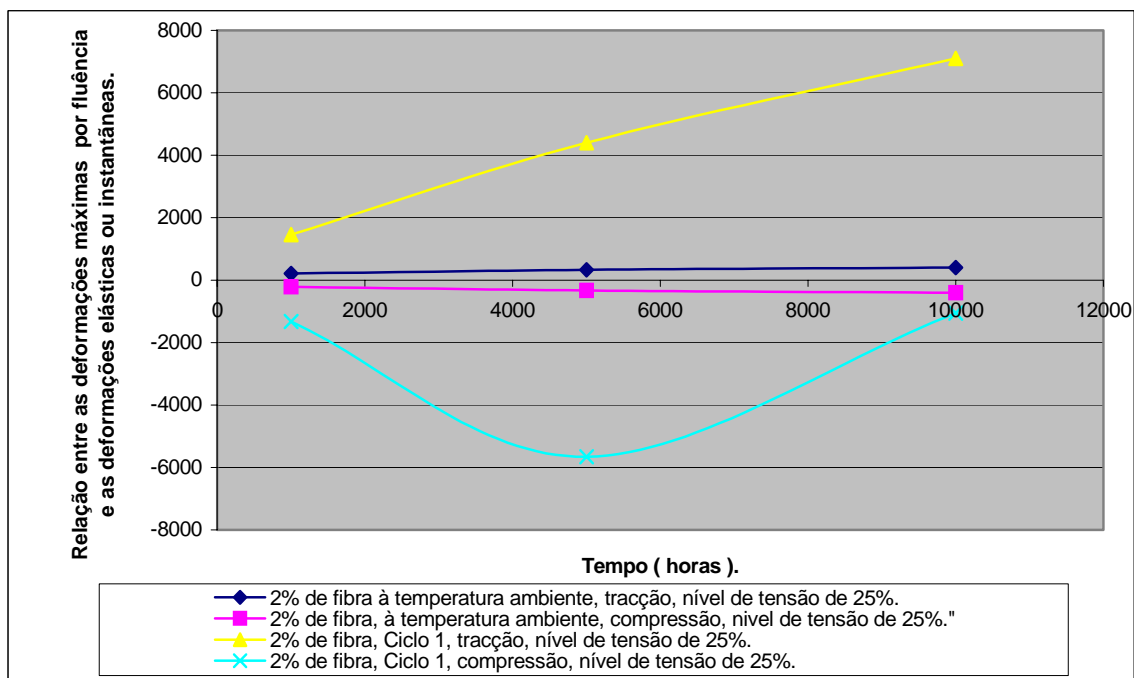


Figura 6.43 – Curvas de extrapolação ($\epsilon_{(t)} / \epsilon_0$) versus tempo (de 1000 a 10000 horas), baseadas no modelo de previsão de Power Law , para vigas com 2% de fibra ensaiadas nas diferentes condições ambientais a um nível de tensão de 25%.

Os valores da deformação por fluência expressos em termos da função $((\epsilon_{(t)}) / \epsilon_0)$ versus tempo foram extrapolados recorrendo ao modelo de Power Law até às 10000 horas, como pode ver-se nas figuras 6.41, 6.42 e 6.43 das páginas anteriores, para os diferentes sistemas, condições ambientais e níveis de tensão. Apesar de os resultados experimentais serem absolutamente comparáveis no horizonte experimental de ensaio, com os resultados previstos nos modelos apresentados, as diferenças surgem quando se extrapolam os valores da fluência acima das 1000 horas.

6.6. Comparação dos resultados com os de outros betões.

Os resultados experimentais obtidos neste estudo são comparados com experiências de fluência em compressão à temperatura ambiente, feitas em betão de cimento reforçado e não reforçado com fibra de aço efectuadas por Mangat [129], e também por Hsu and Fowler [31] no que diz respeito a betão polimérico de metilmetacrilato e a betão de cimento sem reforço. Os resultados experimentais em flexão à tracção e à compressão são ainda comparados com experiências feitas por Tavares et al [40] em betão polimérico de epóxido não reforçado e para um nível de carregamento de 15% do valor da carga de rotura.

Estudos realizados a longo prazo por Branson [130] mostram que betões de cimento ou argamassas de cimento curadas na presença de humidade seja qual for o tempo de carregamento em dias, as deformações por fluência são calculadas satisfatoriamente aplicando a equação (57), seguinte:

$$\epsilon_{cm,t} = \left[t^{0,6} / (1 + t^{0,6}) \right] \epsilon_{cm,u} \quad (57)$$

Onde, $\epsilon_{cm,t}$ é a deformação por fluência após t dias de carregamento constante à compressão, e $\epsilon_{cm,u}$ é o valor máximo da deformação após o periodo de tempo que é governado pela amplitude da carga e condições ambientais de carregamento expressas na tabela 6.8.

Sistema	$E_{m,28}$ (GPas)	$\epsilon_{cm,u}$, para $(\sigma / \sigma_{th}) = 0,30$	Características da fibra de aço	
Betão de cimento	20	$1550 / 10^6$	<i>Raio = 0,24mm</i> <i>Comprimento = 28,2mm</i> <i>$E_f = 210$ GPa</i>	<i>$V_f = 0\%$</i> <i>e</i> <i>$V_f = 1\%$</i>

Tabela. 6.8– Parâmetros do material usado no modelo de Branson [130].

Os módulos de elasticidade à compressão podem ser determinados pelas experiências ou estimativas obtidas de modelos existentes, tal como o obtido por Hasin [131], o qual permite o cálculo do módulo da matriz cimentosa para tempos de carregamento inferiores e superiores a 28 dias, de acordo com os valores das proporções da mistura e do módulo de elasticidade da pasta de cimento.

Na figura 6.44, à temperatura ambiente, e para sistemas sem fibra estabelece-se a comparação entre os valores experimentais da fluência obtidos no actual estudo em betão polimérico e os obtidos por Tavares et al [40], e também os obtidos em betão de cimento em compressão com base no modelo de previsão de Branson [130].

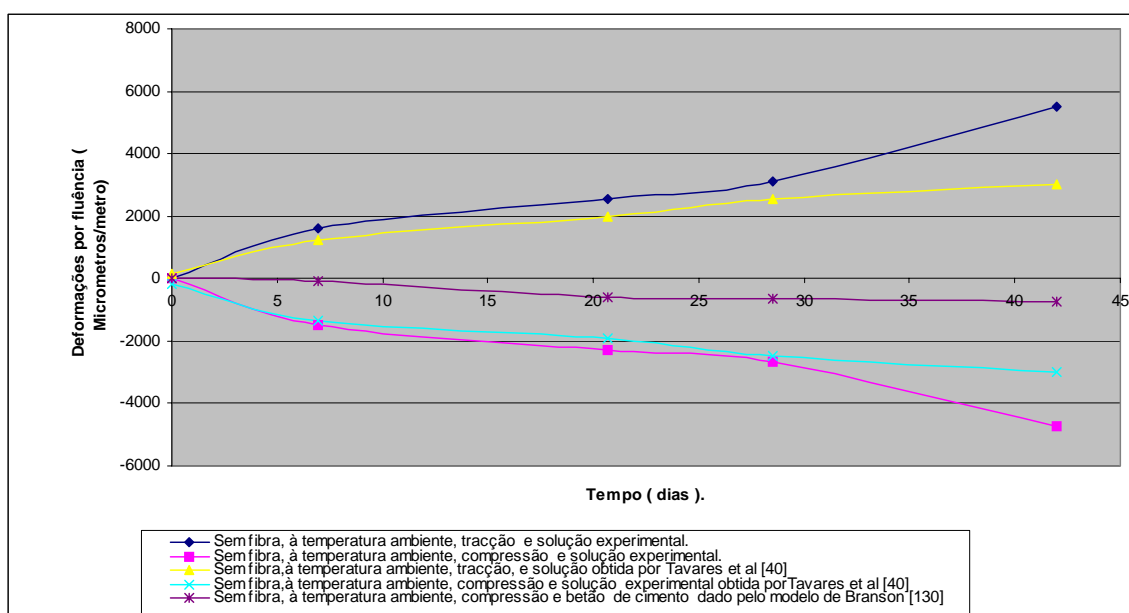


Figura 6.44 – Curvas de deformação por fluência versus tempo para betão polimérico sem fibra, aplicando um nível de tensão de 15%, e para betão de cimento sem fibra em compressão aplicando um nível de tensão de 30%, à temperatura ambiente.

Verifica-se que as deformações por fluência registadas ao longo do tempo no betão polimérico de epóxido que foi objecto de estudo nesta investigação, quer à tracção, quer à compressão, para um nível de tensão de 15% são ligeiramente maiores do que os registados por Tavares et al [40] também em betão polimérico, principalmente nos estágios finais de ensaio, isto é, a partir dos 28 dias. Por outro lado, o betão de cimento, ainda que lhe seja aplicado um nível de tensão de 30% em compressão, que é o dobro do aplicado ao betão polimérico, flui cerca de 2 a 3 vezes menos do que no caso do betão polimérico.

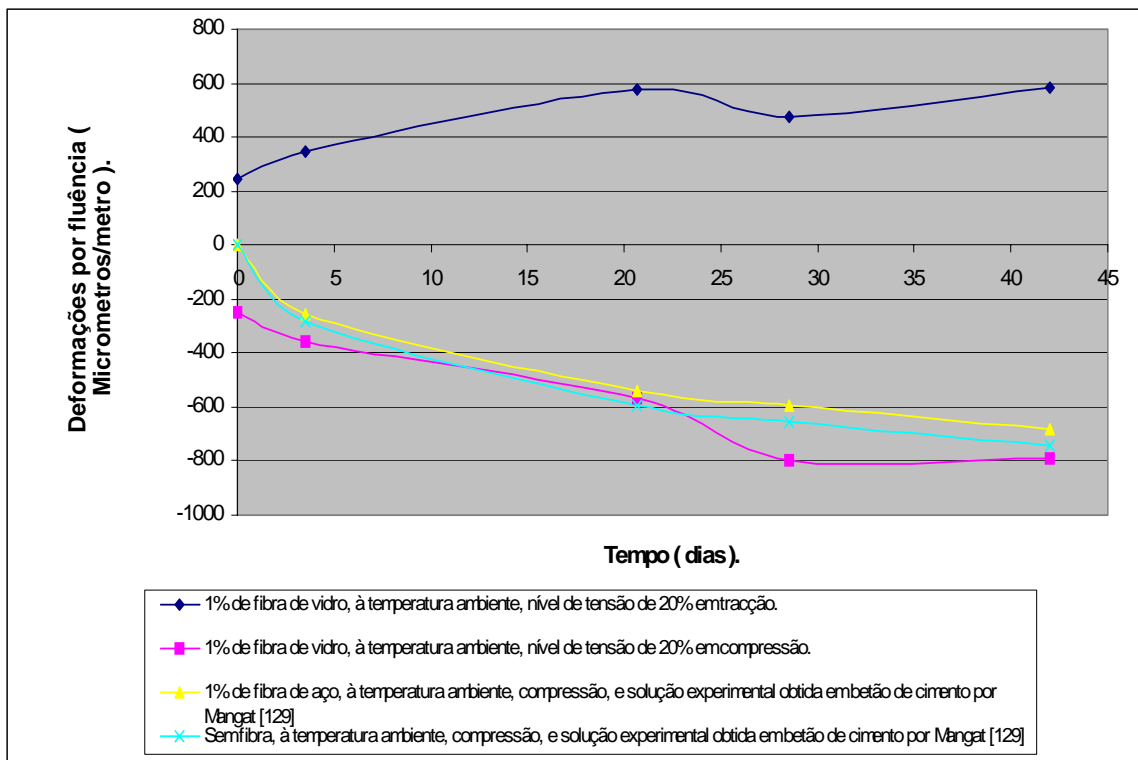


Figura 6.45 – Curvas de deformação por fluência versus tempo para betão polimérico com 1% de fibra de vidro à temperatura ambiente obtidas neste estudo, debaixo de um nível de tensão de 20%, e betões de cimento sem fibra e com 1% de fibra de aço em compressão, à temperatura ambiente e para um nível de tensão de 30% obtidos por outros autores [129].

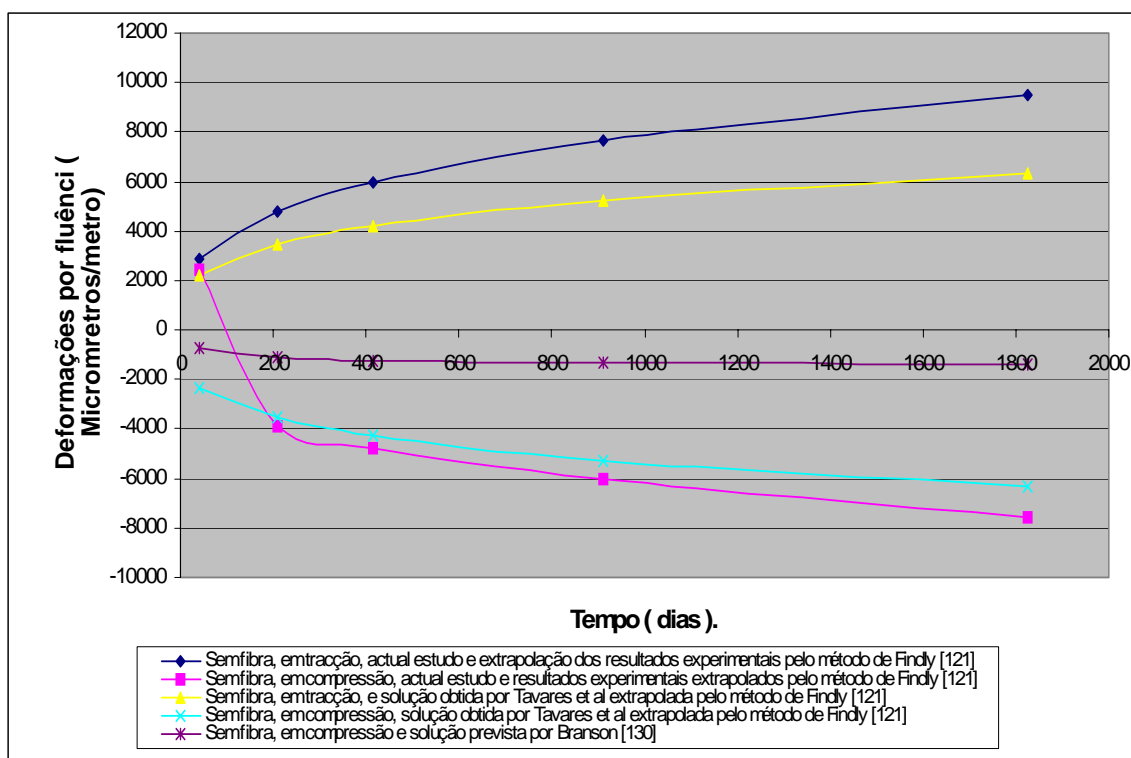


Figura 6.46 – Extrapolação dos valores experimentais da deformação por fluência versus tempo através do método de Findly [121] para sistemas em betão polimérico sem fibra com um nível de tensão de 15% obtidos neste estudo, e para betão de cimento sem fibra, em compressão para um nível de tensão de 30% recorrendo ao modelo de previsão de Branson [130].

Na figura 6.45 comparam-se as curvas de evolução dos valores da deformação por fluência em função do tempo, em tração e em compressão, aplicando um nível de tensão de 20% para betão polimérico com 1% de fibra de vidro investigado neste trabalho, com as curvas de compressão em betão de cimento sem fibra e com 1% de fibra de aço obtidas experimentalmente por Mangat [129] para um nível de tensão de 30%. De salientar que todos os resultados experimentais registados foram obtidos à temperatura ambiente. Analisando estas curvas é fácil afirmar que, apesar de o nível de tensão aplicado ao betão de cimento ser de 30% em compressão uniaxial, e não de 20% como aplicado aos betões poliméricos com 1% de fibra de vidro à compressão em flexão, o betão de cimento sem fibra flui ligeiramente menos que o betão polimérico e o betão de cimento com 1% de fibra de aço flui ainda menos do que este último. Todavia os valores da fluência são muito próximos uns dos outros.

A figura 6.46 mostra as curvas de extrapolação dos valores da fluência para betões poliméricos sem fibra e para betão de cimento sem fibra ensaiados à temperatura ambiente, num horizonte temporal de meia década. A extrapolação dos valores de fluência do betão polimérico foi feita usando o método de Findly [121] recorrendo a equação (49).

As curvas de previsão foram ajustadas por minimização dos erros dos mínimos quadrados e os valores das constantes **m** e **n** e de ϵ_0 estão indicadas na tabela 6.9.

Sistemas	Parâmetros do modelo de Findly [121]					
	m		n		ϵ_0	
	Tracção	Compressão	Tracção	Compressão	Tracção	Compressão
Betão polimérico, [actual estudo]	<i>311,24</i>	<i>302,0</i>	<i>0,320</i>	<i>0,300</i>	<i>3,83</i>	<i>5,76</i>
Betão polimérico Tavares et al [40]	<i>279,0</i>	<i>310,30</i>	<i>0,280</i>	<i>0,280</i>	<i>150</i>	<i>166</i>

Tabela 6.9 – Parâmetros do modelo de Findly [121] utilizado na extrapolação dos valores da fluência por 5 anos, para um nível de tensão de 15%.

Os valores da fluência para o betão de cimento foram extrapolados usando o modelo de previsão de Branson [130] para um nível de carregamento em compressão uniaxial de 30% do valor da carga de rotura, recorrendo à equação (57) e aos valores da tabela. 6.8.

Relativamente a esta previsão podemos retirar algumas ilações: em primeiro lugar e apesar do nível de carregamento no betão de cimento ser de 30% em compressão, este flui muito menos do que o betão polimérico carregado a um nível de tensão de 15%; por outro lado, enquanto que a fluência aumenta com o tempo no caso do betão polimérico,

no betão de cimento a partir de 90 a 160 dias (3 a 5 meses) de carregamento a deformação por fluência é sensivelmente constante e estável.

Hsu e Fowler [31] compararam os resultados obtidos experimentalmente em betão polimérico de metilmetacrilato sem fibra, com os de betão de cimento convencional, efectuando ensaios de fluência em compressão uniaxiais e usando vigas cilíndricas. Observaram que, no betão polimérico, mais de 20% do valor da fluência final deu-se durante o primeiro dia, e aproximadamente 50% durante os primeiros cinco dias, enquanto que, no betão convencional 25% do valor da fluência verifica-se durante o primeiro mês de carregamento e 50% entre os primeiros dois a três meses e após o rápido aumento das deformações nos estágios anteriores de carregamento, a taxa de deformação diminui e as curvas de deformação por fluência tendem para um nível aproximadamente constante após dois a três meses de carregamento, como o observado na figura 2.23. Acrescentaram ainda que, a fluência no betão polimérico é sensivelmente uma a duas vezes maior do que a verificada no betão convencional para um nível de tensão de 40%. Todavia, a fluência específica do betão polimérico e do betão de cimento convencional é aproximadamente a mesma [31,40].

6.7. Conclusões do Capítulo

Neste trabalho realizou-se um estudo experimental e analítico de fluência de betões poliméricos não reforçados e reforçados com fibra. Assim:

- Foi desenvolvido um novo set-up experimental de ensaios de fluência, em flexão, para betão polimérico reforçado com fibra;
- A forma das curvas que traduz a evolução dos resultados experimentais de deformação por fluência em função do tempo, à tracção e à compressão é praticamente simétrica, quer à temperatura ambiente, quer depois da aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**);
- No betão polimérico, 20% do valor da fluência dá-se no primeiro dia de ensaio e 50% do seu valor ocorre durante os primeiros cinco dias de vida à fluência;

- À temperatura ambiente os sistemas que melhor se comportam à fluência são os que têm 1% de fibra e logo a seguir os que têm 2% de fibra, sendo os sistemas sem fibra os que pior se comportam à fluência. Todavia, após a aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura (**Ciclo 1**), os betões poliméricos não reforçados são os melhores em termos de comportamento à fluência, pois fluem 60% menos que os mesmos sistemas ensaiados à temperatura ambiente. A seguir, os que melhor se comportam são os sistemas com 2% de fibra, que fluem cerca de 40% menos em relação à situação de ensaio à temperatura ambiente. Os sistemas com 1% de fibra para níveis de tensão mais elevados sofrem degradação do comportamento à fluência;

- Geralmente, a deformação por fluência aumenta com o nível de tensão e quando aumentam as deformações máximas ou totais, as deformações elásticas diminuem e vice-versa;

- Um modelo teórico baseado na teoria clássica da viga elástica foi desenvolvido para comparar as curvas (máximas tensões versus máximas deformações) obtidas experimentalmente em vigas de betão polimérico não reforçado;

- Dois modelos viscoelásticos foram propostos para verificar os resultados experimentais ao longo do tempo, denotando-se na maior parte dos casos uma boa aproximação entre as soluções experimentais e as previstas. A previsão do comportamento acima das 10000 horas realizou-se utilizando o modelo de Power Law que se seleccionou como mais sustentável relativamente ao modelo de Bruger-Kelvin;

- A extrapolação a médio prazo (5 anos) dos resultados experimentais de fluência em betão polimérico reforçado e não reforçado efectuou-se recorrendo ao método de Findly, e a extrapolação dos resultados para betão de cimento fez-se usando o método de Branson e verificou-se que o betão de cimento flui menos do que o betão polimérico, já que para este último se nota um aumento constante da deformação por fluência ao longo do tempo, enquanto que no betão de cimento a deformação por fluência atinge um

valor estável e quase constante a partir dos primeiros três a quatro meses, mesmo para níveis de tensão superiores aos aplicados ao betão polimérico.

Capítulo 7

Conclusões gerais e Sugestões para Trabalhos futuros

7. CONCLUSÕES GERAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 Conclusões gerais

- Os betões poliméricos sem reforço têm um comportamento essencialmente linear elástico, mas quando reforçados podem apresentar alguma plasticidade, isto é podem evidenciar a existência de uma componente inelástica, que é benéfica na melhoria da resistência à propagação de fendas;

- A maior resistência à flexão estática verifica-se nos betões poliméricos sem fibra à temperatura ambiente, embora sejam os mais sensíveis à aplicação de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura; os betões com 2% de fibra de vidro são os mais estáveis quando submetidos quer a ciclos de congelação/descongelação, quer a ciclos de fadiga térmica a alta temperatura. A resistência à flexão estática é em geral cerca de 6 vezes superior à dos betões de cimento tradicionais;

- Os valores da resistência à flexão estática e da tenacidade à fractura em betão de cimento são geralmente muito inferiores às do betão polimérico sem reforço e com reforço em fibra, independentemente do método de avaliação da integridade estrutural, mesmo em situações de fadiga térmica a alta temperatura;

- À temperatura ambiente, o betão polimérico sem fibra tem uma menor tenacidade à fractura do que quando reforçado com fibra e esta propriedade enfraquece quando se passa do entalhe recto para o entalhe circular, sendo o entalhe em V o mais vulnerável. Todavia o efeito do ciclo térmico a alta temperatura degrada as propriedades de fractura, sobretudo quando o entalhe é em V;

- O modelo analítico proposto para prever o comportamento à fractura em relação às soluções experimentais teve um bom ajustamento;

- Um novo Set-up experimental foi desenvolvido para ensaiar o comportamento à fluência, em flexão, de betões poliméricos reforçados com fibra;
- A deformação por fluência aumenta com o nível de tensão e as deformações máximas e as elásticas, variam em ordem inversa, embora por patamares diferentes;
- Os betões poliméricos com 1% de fibra à temperatura ambiente são que exibem melhor comportamento à fluência, e logo a seguir os que têm 2% de fibra, sendo os sistemas sem fibra os que pior se comportam; no entanto, estes últimos, são os que melhor se comportam quando sujeitos à acção de ciclos de fadiga térmica a alta temperatura, e a seguir vêm os sistemas com 2% e 1% de fibra, respectivamente,
- O modelo teórico adoptado e baseado na teoria da viga elástica estabelece uma boa comparação no que diz respeito às curvas máxima tensão versus máxima deformação, em relação aos resultados experimentais de fluência obtidos no domínio elástico;
- Os modelos viscoelásticos propostos para prever o comportamento à fluência de betões poliméricos reforçados e não reforçados com fibra aproximam-se razoavelmente da evolução das soluções experimentais;
- O betão de cimento flui 2 a 3 vezes menos do que o betão polimérico, o que se verifica, também, quando se extrapolam os resultados experimentais a médio prazo.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

- O estudo estático à flexão de betões poliméricos deverá ser feito com outras formulações, por exemplo de betão de poliéster, com outros tipos de fibra de reforço e com ciclos ambientais diferentes e com outras durações temporais;
- Os ensaios de fractura em betão polimérico deverão ser feitos, também, em sistemas, com 1 e 2% de fibra e com outros tipos de fibra e outros tipos de betão polimérico, em vigas entalhadas, apenas com entalhe em V, pois este entalhe é o mais fiel já que garante uma abertura da fenda numa direcção que melhor define os planos de simetria da viga e sua semelhança;

- Seria interessante em trabalhos futuros fazer ensaios de fractura com a preocupação de descobrir as dimensões das vigas ou dos provetes de modo a minimizar o efeito de tamanho;
- Recomenda-se em futuras investigações que se construa um modelo não linear para prever o comportamento à fluência de betões poliméricos reforçados com fibra, em que seja calculado o efeito do esforço cortante em flexão na interface fibra/matriz, em função do tempo, e para vários factores de orientação da fibra. Sugere-se, também, a determinação dos parâmetros de *Larsen- Miller* para betão polimérico;
- Há que estudar novas formulações em betão polimérico com novos tipos e posições de reforço, capazes de, a longo prazo, transformar a singularidade (o betão polimérico flui mais do que o betão de cimento, embora a fluência específica seja a mesma), numa optimização de propriedades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]- A. Blaga and J.J. Beaudoin. " Polymer Modified Concrete ".Division of Building Research, National Research Canada, Canadian Building Digest 241, Ottawa, 1985.
- [2]- Depuy, G. W.;Dikeou, J. T.;and redmond, M. C., " Concrete-Polymer Materials, " REC-ERC-76-10, Brookhaven National Laboratory / U. U. Bureau of Reclamation, Denver, Aug. 1976.
- [3]- Fowler, David W., " Status of Polymers in Concrete, " 43rd Annual Conference Proceedings, Session 16-8, Composites Institute, the Society of the Plastics Industry, Inc., New York, Feb. 1988.
- [4]- A. Blaga. " Plastics ". Division of Building Research , National Research Council Canada, Canadian Building Digest, 154, Ottawa, 1973.
- [5]- A. Blaga " Thermoplastics ". Division of building Research, National research Council Canada, Canadian Building Digest,158,Ottawa,1974.
- [6]- A. Blaga " Thermosetting Plastics ". Division of Building Research, national Research Council Canada, Canadian Building Digest, 159, Ottawa, 1974.
- [7]- Rodriguez- Maribona Gálvéz; I; San José Lombera, J. T. ; Urreta Ormacxéa, J. I. ; Martin Aldekoa, J. , " Estudio del Hormigon Poliéster Y Acrílico en estado Fresco ", Materials compeustos en Arquitectura y Construccion, PP225-234.
- [8]- A.Blaga. " Properties and Behavior of Plastics ", Division of Building Research,, National Research Council Canada, Canadian Building Digest 157, Ottawa, 1973.
- [9]- Rodriguez - Moribona Gálvéz; I. ; San José Lombera, J. T. ; Urreta Ormaecxea, J. I.; Martin Aldekoa, J. , " Hormigon Pólimerio Poliester Armado: Adherencia, Flexion e Durabilidad ", Materials Compeustos en Arquitectura Y Construcción, pp 83 - 92.
- [10]- Dikeou, James T., and Kaeding, Albert O. "U. S. and Other Specification and Standards for Polymer Concretes," Proceedings of the 7th International Congress on Polymers in Concrete, ICPIIC-1,American Concrete Institute, Detroit, Sept. 1992.
- [11]- Lombera José. S. T. José. " Ormigon Polimerico Estrutural e Decorativo. Aplicacion a Composites para La Construccion ". Tesis Doctoral Universidade del Pais Vasco Euskcal, Escuela Tecnica Superior De Ingenieros Y De telecomunicaciones, 1996.
- [12]- Kraus, Paul D., " Bridge Deck Repair Using Polymers, " International Congress on Polymers in Concrete, northe American Workshope, San Francisco, Sept. 1991.

- [13]- Koblischek, Peter J., " Polymer Concrete as an Alternative Materials for Grey Cast Iron and Steel Weldments and Machine Tool Applications, " International Congress on Polymers in Concrete, Northe American Workshope, San Francisco, Sept, 1991.
- [14]- Koblischec, " Polymer Concrete as an Alternative Material."
- [15]- Aninabhai, Tejraj M.; Cassidy, Patrick E.; and Biradar, Ningand S., " Versatile Lighthweight Polymer Composites, " Journal of Macromolecular Science-Review in Macromolecular Cyemistry and phisics, V. C 27, No. 3-4, 1987-1988,pp. 459-503.
- [16]- R.D.Browne, M. Adams and E.L. French. " Experience in the use of polymer concrete in the building and Constrution Industry ", Proceedings, First International Congress on Polymers in Concretes, London, 1975.
- [17]- Depuy, G. W., Monomers and Polymers for Concrete-Polymer Materials, A Summery Report, Report No. GR-5-75, Bureau of Reclamation, U. S. Department of the Interior, Denver, June 1975.
- [18]- Smoak, W. G., Introduction to Concrete-polymer Materials Technology, Materials, Applications, Impregnation Facility Design, World of Concrete Convention, Seminar D-3, Phoenix, Jan. 1978.
- [19]- Marques.Torres. A." Plásticos reforçados ". Departamento de Engenharia mecânica, FEUP, 1990.
- [20]- Aninabhai, Tejraj M.; Cassidy, Patrick E.; and Biradar, Ningand S., " Versatile Lighthweight Polymer Composites, " Journal of Macromolecular Science-Review in Macromolecular Cyemistry and phisics, V. C 27, No. 3-4,pp. 459-503, 1987- 1988..
- [21]- Fowler, David W., " Structural Design of Polymer Concrete, " International Congress on polymers in Concrete, Northe American Workshope, American Concrete Institute, Detroit, 1991.
- [22]- Fowler, David W.; Meyer, a H.; and Paul, D. R., " Techniques to Improve Strength of Polymer Concrete Made with wet Agregate, " Aplications of Polymer Concrete, SP-69, American Concrete Institute, Detroit 1981.
- [23]- " Guide to the use of polymer in concrete". ACI., 83 (5), 728-829, 1986.
- [24]- Fowler, David W.;Meyer,Alvin H.; and Paul,Donald, R., Implementation Manual for Polymer Concrete Repair, FHWA/TX-84.02+246-4F, Federal Highway Administration, Dec. 1983.
- [25]- Davydov, S.S., and Ivanov, A. M., Steel Polymer Concrete Strutural Construction, Stroizdat Publishers, Moscow, 1972.

- [26]- Rebeiz, Karim S., and Fowler, David W., *Strutural Use of Polymer Concrete Made with Resins Based on Recycled Poly(ethelene Terephthalate)*.
- [27]- The methyl methacrylate (MMA) curves are from Department of Transportation, *Introduction to Concrete Polymer Materials*.
- [28]- Hsu, H. T., *Flexural Behavior of Polymer Concrete Beams*, PhD Dissertation, University of Texas at Austin, May, 1984.
- [29]- Mendis, Peter, " Commercial Applicatios and Property Requirements for Epoxies in Construction, " *Polymer Concrete- Use, Materials, and Properties*", SP-89, American Concrete Institute, Detroit, 1985.
- [30]- Gunasekarane, Muthian, *Development of Polymer bonded Silica (Polysil) for Electrical Applications*, Final Report EPRI EL-488, Electrical Power Researche Institute, Palo Alto, 1977.
- [31]- Hsu, H T., and Fowler, D. W., " Creep and Fatigue of Polymer Concrete, " *Polymer Concrete : Uses, Materials and Properties* ", SP-89, American Concrete Institute, Detroit, 1985.
- [32]- MeBarkia, Sid Ahmed. " Mechanical and Fracture Properties of High Strength Polymer Concrete Under Various Loading Conditions and Corrosive Environmemts, " Ph Dissertation. University of Houston, 1993.
- [33]- C. M. L. Tavares, M. C. S. Ribeiro, D. Monteiro, P. P. Camanho, A. J. M. Ferreira., " Experimental Investigation into the static and fatigue behavior of polymer concrete reinforced with GFRP rods ". Instituto de Engenhariaia Mecânica e Gestão Industrial, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. *Composites in Construtions*, Figueiras et al, pp 329-333, 2001.
- [34]- A. J. M. Ferreira, C. M. Tavares, M. C. Ribeiro- " Flexural Properties of Polyester Resin concretes," *Journal of Polymer Engineering*, Freund Publishing House, V. 20, N.º 6, pp. 459-468, 2000.
- [35]- A. J. M. Ferreira, C. M. Tavares, M. C. Ribeiro, M. Figueiredo, A. A. Fernandes., " Influence of Material Parameters in the Mechanical Behaviour of Polymer Concrete, " *Mechanical and Materials in Design*; Orlando, USA, May, 2000.
- [36]- Dharmarajan, N., and Armeniades, C. D., " Creep studies of Polyester Polymer Concrete under Flexural Loading Conditions, " Paper prepared at Rice University Civil Engineering Department.
- [37]- Hsu, H. T., *Polymer Concrete*.

- [38]- Okada, K.; Koyanagi, W.; and Yonezaw, T., " Thermo-Dependent Properties of Polyester Resine Concrete, " *Polymers in Concrete: Proceedings of the First International Congress on Polymers in Concrete*, The Concrete Society/Construction Press Ltd., London, 1976.
- [39]- Davydov, S.S., and Ivanov, A. M., *Steel Polymer Concrete Strutural Construction*, Stroizdat Publishers, Moscow, 1972.
- [40]- C. M. L. Tavares, R. J. C. M. Guedes, A. J. M. Ferreira. "Experimental investigation of creep behaviour of epoxy polymer concrete with different reinforcements". *International Conference no Polymer Concretes, Mortars and Asphalts*, FEUP, Porto, Portugal,, October, 2002.
- [41]- Helal, Mohamed S., " Experimental Study of Mechanical Properties and Structural Applications of Polymer Concrete, " *Ph, Dissertation, Rice University*, 1978.
- [42]- Neelamegan, M., and Parameswaran, V. S., "Impact and Abrasion Resistante of Glass Fiber Reinforced Resin Mortar Composites," *Polymers in Concrete*, Seventh International Conccress on Polymers in Concrete, Science Business Contact International, Moscow,pp. 314-330, 1992.
- [43]- Fontana, Jack J., and Reams, walter, " The Effect of Moisture on the Phisical and Durability Properties of Methyl Methacrylate Polymer Concrete," *Polymer Concrete-Uses, Materials, and Properties*, SP-89, American Concrete Institute, Deroit, 1985.
- [44]- Maass, James, "Polyester-Based Low Shrinkage Polymer Concrete, " *Proceedings of the SPI/CI Annual Conference*, The Society of the Plastics Industry, Feb.1993.
- [45]- Fontana, Jack J., and Reams, walter, " The Effect of Moisture on the Phisical and Durability Properties of Methyl Methacrylate Polymer Concrete," *Polymer Concrete-Uses, Materials, and Properties*, SP-89, American Concrete Institute, Deroit, 1985.
- [46]- Kobayashi,K., and Ito, T., "Several Pyhsical Properties of Resin Concrete," *Polymers in Concrete : Proceedings of the First International Congress on Polymers in Concrete*, The Concrete Society/Construction Press Ltd., London, 1976.
- [47]- Harris, Christopher M.;David W. and Wheat, Dan, L. "Na Investigation of Standart Test for Polymer Concrete," *The University of Texas at Austin, Texas*, Aug. 1988
- [48]- Prusinshki, R.C., "Study of Commercial Development in Precast Polymer Concrete," *Polymers in Concrete*, SP-58 American Concrete Institute, Detroi, pp. 75-101, 1978.

- [49]- Gunasekarane, Muthian, Development of Polymer bonded Silica (Polysil) for Electrical Applications, Final Report EPRI EL-488, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, 1977.
- [50]- K.V. Mikhailov, V. V. Paturuev, R. Kreis. " Polymer Concretes and their Structural Uses ".A. A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield/1992.
- [51]- Griffith, A . Phil. Trans. Soc., 221, 1921.
- [52]- Rebeiz. K. S. ; Serhal. S. P. ; Fowler, D. W; " Shear Strenght of Reinforced Polyester Concrete Using Recycled PET, " Journal of Structural Engineering, pp. 1370-1375, Spt. 1995.
- [53]- Vipulanandan. C., and Dharmarajan. N. " Fracture Properties of Epoxy Polymer Concrete ", Proceedings, SM-RILEM International Congress on Fracture of Concrete and Rock. Houston,Texas, pp. 89-106, 1987.
- [54]- Shah, S. P., and Sankar. R. " International Cracking and Strain-Softening Response of Concrete under Uniaxial Compression ". ACI Materials Journal, vol. 8, pp. 200-212, 1989.
- [55]- Karam. N. Gebran. " Compressive Behavior of Glass- Fiber- Reinforced Polymer Concrete". Journal of Materials of Civil Engineering, ASCE, February, 1992.
- [56]- Craig, R. John; Kafrouni, Isahc; Souaid, Jean; Mahadev, Sitaram; and Valentine, H. Wayne, "Behavior of Joints Using Reinforced Polymer Concrete," SP 89-15, American Concrete Institute, Detroit, 1985.
- [57]- McClaskey, Charles R., "New Materials for the 90s," International Congress on Polimers in Concrete, North American Workshop, San Francisco, Sept. 1991.
- [58]- Kaeding, Albert O., "Design Criteria for Precast Polymer Concrete," International Congress on Polimers in Concrete, North American Workshop, San Francisco, Sept. 1991.
- [59]- Ohama,Yoshihiko,"Worldwide Industrial Activities, Standardization Work, and Recente Trendes in Japan With Concrete-Polymer Composite," International Congress on Polymer in Concrete, North American Workshop, San Francisco, Sept. 1991.
- [60]- Fontana, J.J., and Bartholomew, J. " Use of Concrete Polymer Materials in Transportation Industry. " ST 69-2, Applications of Polymer Concrete, American Concrete Institute, Detroit, Mich., 21-43, 1981.
- [61]- Fowler, D. " Current Status of Polymers in Concrete". Proc., 5 th Int. Cong. on Polymers in Concrete, 3-8, 1987.

- [62]- Fowler, D. “ Future trends in polymer concrete. “ SP 116, American Concrete Institute, Detroit, Mich., 129-143, 1990.
- [63]- Nielsen, L. E. " Mechanical properties of polymers and composites ", vol. 2, Marcel Dekker, Inc., New York, NY, 1974.
- [64]- Czarnecki, L. “ The status of polymer concrete”. Concrete Int., 17 (7), 47-53, 1985.
- [65]- RILEM PC-2. “ Method of making polymer concrete and mortar “. TC 113-CPT, 1995.
- [66]- RILEM PC-7. “ Method of test for flexural strength of polymer concrete and mortar “. TC 113-CPT, 1995.
- [67]- Measurements Group, Inc, Micro-Measurements Division. “ Surface Preparation for Strain Gage Bonding “. M-Line Accessories, Instruction Bulletin B-129-7, USA, 1999.
- [68]- B-137, Strain Gage Applications With M-bond AE-10, AE-15, and GA-2 Adhesive Systems.
- [69]- Measurements Group, Inc, Micro-Measurements Division. “ Strain Gage installations with M-bond 200 Adhesive “. M-Line Accessories, Instruction Bulletin B-127-14, UST, 1999.
- [70] – Paul. E. C. “Mechanical Behavior of Polyester and Epoxy Polymers and Polymer Concrete systems”. Thesis. University of Houston, 1988.
- [71] – Federation Internationale de la Precontraint (FIB) Prefabricated Thin-Walled Units: State-of-the art. Thomas Telford, London, 1984.
- [72] – Yeon, K. Sk. ; Kim, K. W. ; Lee, Y. S. and Kim, K. W. “ Maturity of Polyester Polymer Concretes. Symposium on Properties and Test Methods for Concrete – Polymer Composites; Oostende – Belgium, 6 July: 81-88, 1995.
- [73] – Manson, John A. , “ Overview of current Research on Polymer Concrete: Materials and Future Needs. Applications of Polymer Concrete”. Sp 69, ACI, Detroit, 1981.
- [74]- B. I. G. Barr and B.B. Sabir. “ Fracture toughness testing by means of the compact compression test specimen “. Magazine of Concrete Research: vol. 37, nº 131, pp. 88-94, June 1985.
- [75]- C. M. branco, A. A. Fernandes e P. T. Castro. “ Fadiga de estruturas soldadas “. Fundação Calouste Gulbenkian, 1986.

- [76]- ASTM E 399-83, “ Standard Test Method for Plane Strain Fracture Toughness of Metallic Materials “, em: 1985 Annual Book of ASTM Standards volu. 03.01, American Society for Testing and Materials, 1985.
- [77]- BS 5447 “ Methods of Test for Plane Strain Fracture Toughness (K_{IC}) of Metallic Materials “ , British Standards Institution, 1977.
- [78]- Kesler, C. E., Nans, D. J. and Lott, J. L. “ Fracture mechanics, its aplicability to concrete “. Proceedings of the International Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971 Society of Materials Science, Japan, vol. 4, pp. 113-124, 1972.
- [79]- Yeoushang Jenq and Surendra P. Shah. “ Two Parameter Fracture Model for Concrete “. ASCE, Journal of Engineering Mechanics, vol. 111, nº 10, October 1985.
- [80]- RILEM Tecnical Committee 50-FMC, Draft recomendation: “ Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three point bend tests on notched beams “. Materials and Structures, vol. 18, pp. 287-290, 1985.
- [81]- G. V. Guinea, J. Planas, M. Elices “. Measurement of the fracture energy using three point bend tests: Part 1- Influence experimental procedures “. Materials and Structures, vol. 25, pp. 212-218, 1992.
- [82]- S. Mindless. “ The effect of specimen size on the fracture energy of concrete “. Cemente and Concrete Research, 14(3), pp. 431-436, 1984.
- [83]- H. Tada, P. C. Paris, G. R. Irwin. “ The Stress Analysis of Cracks, Hanbook, Del Research Cor., Hellertown, PA, 1973.
- [84]- Y. S. Jenq, and S. P. Shah, Eng. Fracgt. Mech., 21(5), 1055-1069, 1985.
- [85]- Y. S. Jenq, and S. P. Shah, in Application of Fracture Mechanics to Cementitious Composites, Martinus Nijhoff, Dordrecht, pp. 319-359, 1985.
- [86]- C. Vipulanandan and N. Dharmarajan, Mater. J. Am. Concr. Inst., 86(4), pp. 383-393, 1989.
- [87]- W. F. Brown, Jr. And J. E. Srawley, “ Plane strain Crack Toughness testing of High Strenght Metallic materials, STP 410, ASTM, Philadelphia, 1966.
- [88]- Z. Ziegeldorf, in Fracture Mechanics of Concrete., F. H. Wittman, Ed., Elsevier, New York, pp. 371-409, 1984.
- [89]- RILEM Draft Recomendations. Projects of Recomendation of the RILEM. (TC89-FMT Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods). “ Determination of fracture parameters (K_{IC}^s and $CTODc$) of plain concrete using three point bend tests “. Materials and structures, vol. 23, pp. 461-465, 1990.

- [90]- Jenq, Y. S. and Shah, S. P., “ Mixed mode fracture of concrete “, *Int. J. Fract*, vol. 38, pp. 123-142, 1988.
- [91]- Jenq, Y. S. and Shah, S. P., “ On the fundamental issues of mixed-mode crack propagation in concrete “, in *Fracture of Concrete and Rock-Recent Developments* (edited by S. P. Shah, S. E. Swartz and B. Barr) (Elsevier Applied Science, pp. 27-38, 1989.
- [92]- Karihaloo, B. L. and Nallathambur, P., “ A notched beam test: Mode I fracture toughness “, Final Report to Sub-Committee of RILEM TC89-FMT, April, 1988.
- [93]- C. Vipulanandan and N. Dharmarajan. “ Critical crack tip opening displacement for polymer composites “. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 33, n° 3, pp. 409-419, 1984.
- [94]- Rej John and Surendra P. Shah. “ Fracture Mechanics Analysis of High-Strength Concrete “. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 1, n° 4, November, 1989.
- [95]- J. M. L. Reis and A. J. M. Ferreira. “ Freeze-Thaw Resistance of Reinforced Epoxy Polymer Concrete “. INEGI, International Conference on Polymer Concretes, Mortars and Asphalts, Porto, Portugal, 2002.
- [96]- B. B. Sabir & M. Asili. “ Stress Analysis of a Fracture Test Specimen for Cementitious Materials “. *Cement and Concrete Composites*, 18, 141-151, Elsevier, 1996.
- [97]- S. Mindess, Fracture toughness of cement concrete, *Fracture Mechanics of Concrete: Material Characterization and Testing* (Edited by A. Carpinteri and A. R. Ingraffea), pp. 67-110. Martinus Nijhoff, The Netherlands, 1984.
- [98]- R. J. Young, Fracture of thermosetting resins, *Development in Polymer Fracture* (Edited by E. H. Andrews) pp. 183-222. Applied Science Publishers, London, 1979.
- [99]- Z. Ziegeldorf, Fracture mechanics of hardened cement paste, aggregates and interfaces, in *Fracture Mechanics of Concrete* (Edited by F. H. Wittman) pp. 371-409, Elsevier Science Publishers, The Netherlands, 1983.
- [100]- G. Velazco, K. Visalvanich, and S. P. Shah, Fracture behavior and analysis of fiber reinforced concrete beams. *Cement Concrete Res.* 10, 44 – 51, 1980.
- [101]- S. R. Swartz, K. K. Hu, and C. M. J. Huang, Stress intensity factor for plain concrete in bending-prenotched versus precracked beams. *Exper. Mech.* 22, 412-417, 1982.
- [102]- S. Yamini and R. J. Young, Stability of crack propagation in epoxy resins. *Polymer* 18, 1075-1080, 1977.

- [103]- C. Vipulnandan and N. Dharmarajan, Fracture properties of epoxy polymer concrete, in *Fracture of Concrete and Rock* (Edited by S. P. Shah and S. E. Swartz), pp. 668-678. Society for Experimental Mechanics Inc, 1987.
- [104]- C. Vipulnandan and N. Dharmarajan, Effect of temperature on the fracture properties of epoxy polymer concrete. *Cement Concrete Res.* 18, 265-276, 1988.
- [105]- M. Wecharatna and S. P. Shah, Slow crack growth in cement composites. *J. Structural Division, ASCE* 108, 1400-1413, 1982.
- [106]- A. C. Garg and C. K. Trotman, Influence of water on the fracture behavior of random fiber glass composites. *Engng Fracture Mech*, 13, 357-370, 1980.
- [107]- Oliveira, F. M. F., Castro, P. M. S. T. “ Determinação do valor de G_c de um Plástico “. 1º Encontro da Sociedade Portuguesa de Materias, Lisboa, Maio de 1993.
- [108]- S. P. Shah and A. Carpinteri, Fracture Mechanics Test Methods for Concrete. *Chapman and Hall*, pp. 3-10, 1991.
- [109]- B. B. Sabir. “ The use of compression splitting tests in evaluating the fracture toughness of concrete “. *Cement and Concrete Composites*, 16,83-91, 1994.
- [110]- Chettiar, G.M.; Fowler, D.W., and Wheat, D.L. "Development of a Polymer Concrete Railroad Tie," proceedings of the composite Institute's 45th Annual Conference and Expo, Washington, D.C., Feb. 1990, pp.12-c/1 to 12-c/9.
- [111]- C. M. L. Tavares, M. S. C. Ribeiro, A. J. M. Ferreira, R. M. Guedes. “ Creep behaviour of FRP-reinforced polymer concrete “. *Composite Structures*, Elsevier, May, pp. 1-5, 2002.
- [112]- Scott. DW., James SL., Zureick AH. “ Creep behaviour of fiber-reinforced polymeric composites: a review of the technical literature. *J Reinf Plast Compos*, vol. 14, pp. 588-617, 1995.
- [113] - Findly WN., Lai JS., Onoram K. “ Creep and Relaxation of nonlinear viscoelástico materials “. New York: Dover Publications, 1976.
- [114] - Helal, Mohamed S., “ Experimental Study of Mechanical Properties and Structural Applications of Polymer Concrete, “ Ph, Dissertation, Rice University, 1978.
- [115] - Ross, A. D., “ Concrete Creep Data, “ *The Structural Engineer*, 15, pp. 314-26 (London, 1973).
- [116] - Branco, M. C., “ Mecânica de Materiais “. Fundação Calouste Gulbenkian, 1985.
- [117] - Larsen F. R., J. Miller. *Trans. ASME*. Vol. 74. Pp. 765-771, 1972.
- [118] - Manson . S. S., A.M. Hafferd. *NACA Tech. Note* 2890, Março 1953.

- [119] - Lubahn. D. J. and Felgar. P. R. “ Plasticity and Creep of Metals “. Edição Jonh Wiley Sons, pp. 204-217, 1961.
- [120] - Rainer Letsch. “ Polymer Concrete properties and structural application “. International Conference on Polymers Concretes, Mortars and Asphalts, Porto, Portugal, 20002.
- [121] - Findley, W. N., Peterson, D. B., “ Prediction of long-time creep with tem-year creep data on four plástic laminates, “ Proceedings – American Society for Testing and Materials (ASTM) vol. 58, pp. 841-855, 1958.
- [122] - Rebeiz KS, Fowler DW. “ Flexural Strength of reinforced polymer concrete made with recycled plastic waste “. ACI Struct J; 93 (5); 30-524, 1996.
- [123] - Rebeiz KS, Serhal SP, Fowler DW. “ Recomendation design procedure in shear for steel-reinforced polymer concrete “. ACI Struct J; 90(5); 7-562, 1993.
- [124] - San José JT, Ramirez JL., “ FRP bars in the bending behaviour of the polymer concrete. In: IRF International Conference, Porto, 1999.
- [125] - San José JT, Ramirez JL., “ Pure bending in polymer reinforced concrete-design guidelines for polyester polymer concrete. In: Proceedings of Arquimacom, volume 98, Bourdeaux, France, 1998.
- [126] – R. M. Guedes, C. M. L. Tavares, A. J. M. Ferreira., “ Experimental and theoretical study of thee creep behavior of GFRP- reinforced polymer concrete”. Composite science and technology 64, Elsevier, 2004.
- [127] – Scott DW, James SL, Zureick AH., “ Creep behavior of fiber-reinforced polymeric composites: a review of the technical literature, J. Reinf Plast Compos; 14: 588-617, 1995.
- [128] – Sheno RA, Allen HJ, Clark SD., “ Cyclic creep and creep-fatigue interaction in sandwich beams. J. Strain Anal; 32(1): 1-18, 1997.
- [129] – Mangat PS, Azari MM. “ A theory for the creep of steel fiber reinforced cement matrices under compression. Journal of Materials Science; 20: 33-1119, 1985.
- [130] – Branson DE. “ Deformation of concrete structures”. New York: McGraw-Hill; 1977.
- [131] – Hasin Z. “ The elastic moduli of heterogeneous material”. Journal of Appl Mech Trans, ASME; 29: 50-143, 1962.

Anexos

Anexo A – Aplicações estruturais dos betões poliméricos e métodos de ensaio e normalização;

Anexo B – Curvas extensão versus tempo relativos aos ensaios de flexão estáticos;

Anexo C – Curvas carga versus CMOD e carga versus deslocamento relativas aos ensaios de fractura.

Anexo A

Aplicações Estruturais e Métodos de Ensaio e Normalização**de Betões Poliméricos**

Componente	Descrição e Vantagens
Painéis de guarnição de paredes	Cobertura exterior de edifícios; resistência, peso, durabilidade [55]
Barreiras intermédias	Faixas separadoras de estradas principais; reflectividade, resistência, peso [49]
Isoladores eléctricos	Suportes de condutores eléctricos; propriedades eléctricas e resistência mecânica [56]
Portas de visita subterrâneas	Dispositivos de junção de cabos; baixo peso, tenacidade, durabilidade [57,58]
Caixas de serviço	Gás, água, etc., caixas com dispositivos de medida; baixo peso, ductilidade, durabilidade [56,57]
Equipamento subterrâneo (abóbadas, galerias, caixas)	Equipamento subterrâneo de casas de habitação; resistência, impermeabilidade, resistência à corrosão [56,57]
Dispositivos em ambiente controlado	Casas enterradas - para equipamento telefónico delicado; impermeabilidade, alta resistência
Valas ou fossas para cabos	Dispositivos de controle de cabos; fácil acessibilidade, resistência para características de peso [10]
Equipamento de estradas e/ou ruas	Suportes para equipamento telefónico e de potência; resistência a características de peso [57]
Desvios ao levantamento de reactores	Torres de suporte para equipamento eléctrico; não-magnético e propriedades de isolamento [57]
Bacias ou reservatórios de captação	Água seleccionada à superfície; impermeabilidade, resistência, resistência à corrosão [57]
Separadores	Separadores de lama ou lodo industrial, de afluentes; resistência à corrosão, impermeabilidade [57]
Sistemas de drenagem	Seleção e transporte de água à superfície; resistência, impermeabilidade, resistência à corrosão [57]
Cano, tubos e revestimento de tubagens	Transporte de fluidos corrosivos; resistência à corrosão, impermeabilidade [57]
Bases de máquinas	Junta para máquinas ferramentas de precisão; resistência, vibração, propriedades térmicas, custo [10,62]
Contentores ou reservatórios de resíduos perigosos	Recintos ou aterros de resíduos; impermeabilidade e inércia química e física [60]

Tabela 2.7 - Aplicações estruturais dos betão polimérico [10,47,54-57]

ASTM C 267	Método de ensaio normalizado para a resistência química de “mortars” e “grouts” e superfícies monolíticas.
ASTM C 307	Método de ensaio normalizado para a resistência à tracção de “mortars” e resistência química de “grouts” e superfícies monolíticas.
ASTM C 308	Método de ensaio normalizado para o tempo de serviço (trabalho) e regulação de “mortars” de resinas quimicamente resistentes.
ASTM C 413	Método de ensaio normalizado para a absorção de “mortars” com resistência química, “grouts” e superfícies monolíticas.
ASTM C 531	Método de ensaio normalizado para a contracção linear e coeficiente de expansão térmica de “mortars” quimicamente resistentes, “grouts” e superfícies monolíticas.
ASTM C 579	Método de ensaio normalizado para a resistência à compressão de “mortars” quimicamente resistentes, “grouts”, superfícies monolíticas e betões poliméricos.
ASTM C 580	Método de ensaio normalizado para a resistência à flexão e módulo de elasticidade de “mortars” quimicamente resistentes, “grouts” e superfícies monolíticas.
ASTM C 905	Método de ensaio normalizado para a densidade aparente de “mortars” quimicamente resistentes, “grouts” e superfícies monolíticas.
ASTM C 3262	Especificações de normalização para cozedura de tubagens feitas em “mortars” reforçados com plástico.
ASTM C 3517	Especificações de normalização para pressurização de tubos feitos em “mortars” reforçados com plástico.
ASTM C 3840	Especificações de normalização para aptidão de tubos feitos em “mortars” reforçados com plástico, para aplicações não pressurizadas.

Tabela 2.8 – Métodos de ensaio ASTM para argamassas poliméricas “mortars”, “grouts” argamassas poliméricas com areia ainda mais fina e materiais [58]

JIS A 1181	Método de produção de amostras feitas em resina poliéster.
JIS A 1182	Método de ensaio para a resistência à compressão de resina poliéster.
JIS A 1183	Método de ensaio para a resistência à compressão de resina poliéster usando porções de vigas fracturadas em flexão.
JIS A 1184	Método de ensaio para a resistência à flexão de resina poliéster.
JIS A 1185	Método de ensaio para a resistência ao fendilhamento em tracção de resina poliéster.
JIS A 1186	Método de medição para a vida em serviço de betões de resina poliéster.
JIS A 5350	Tubos feitos em “mortar” com plásticos reforçados com fibra de vidro.

Tabela 2.9 – Normas Industriais Japonesas (JIS) para betões poliméricos [58]

BS 6319	Ensaio de Compósito de resina para uso na construção.
BS 6319, Parte 1	Método para a preparação de amostras de ensaio.
BS 6319, Parte 2	Método para a medição da resistência à compressão.
BS 6319, Parte 3	Método para a medição da resistência à flexão.
BS 6319, Parte 4	Método para a medição da resistência da ligação (método oblíquo de corte).
BS 6319, Parte 5	Método para a determinação da densidade de compósitos de resina endurecidos.
BS 6319, Parte 6	Método para a determinação da densidade e do módulo de elasticidade em compressão.
BS 6319, Parte 7	Método para a medição da resistência à tracção.
BS 6319, Parte 8	Método para acesso à resistência de líquidos.

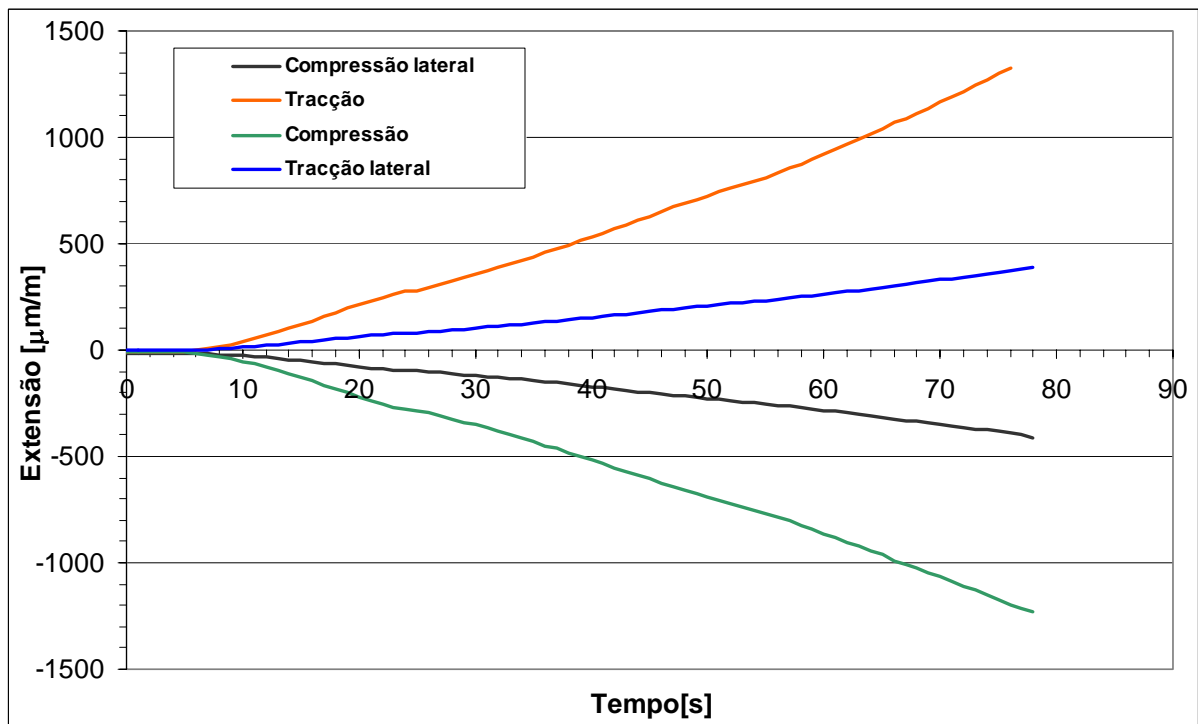
Tabela 2.10 – Normas Britânicas para betões – compósitos poliméricos [58]

1.0	Método de ensaio para produção e cura de amostras em betão polimérico.
2.0	Método de ensaio para a resistência à compressão de amostras em betão polimérico, cilíndricas.
3.0	Método de ensaio para a resistência à compressão de cubos de betão polimérico.
4.0	Método de ensaio para a resistência ao fendilhamento em tracção de amostras em betão polimérico.
5.0	Método de ensaio para a resistência à tracção de betão polimérico (usando a viga simples em carregamento em três pontos).
6.0	Método de ensaio para a resistência à compressão de betão polimérico usando porções de vigas fracturadas em flexão.
7.0	Método de ensaio em betão polimérico de resistência à flexão (usando uma viga simples com carregamento no ponto central).
9.0	Método de ensaio para fluência de betão polimérico em compressão.
10.0	Método de ensaio para a gravidade específica e absorção de água do betão polimérico.
11.0	Método de ensaio para a inflamabilidade do betão polimérico.
13.0	Método de ensaio para a resistência do betão polimérico a reagentes químicos.
14.0	Método de ensaio para a resistência ao impacto do betão polimérico pelas medianas da TUP (queda de peso).

Tabela 2.11 – Métodos de ensaio de betão polimérico da Sociedade Internacional de Plásticos (PIS – Plástic International Society).

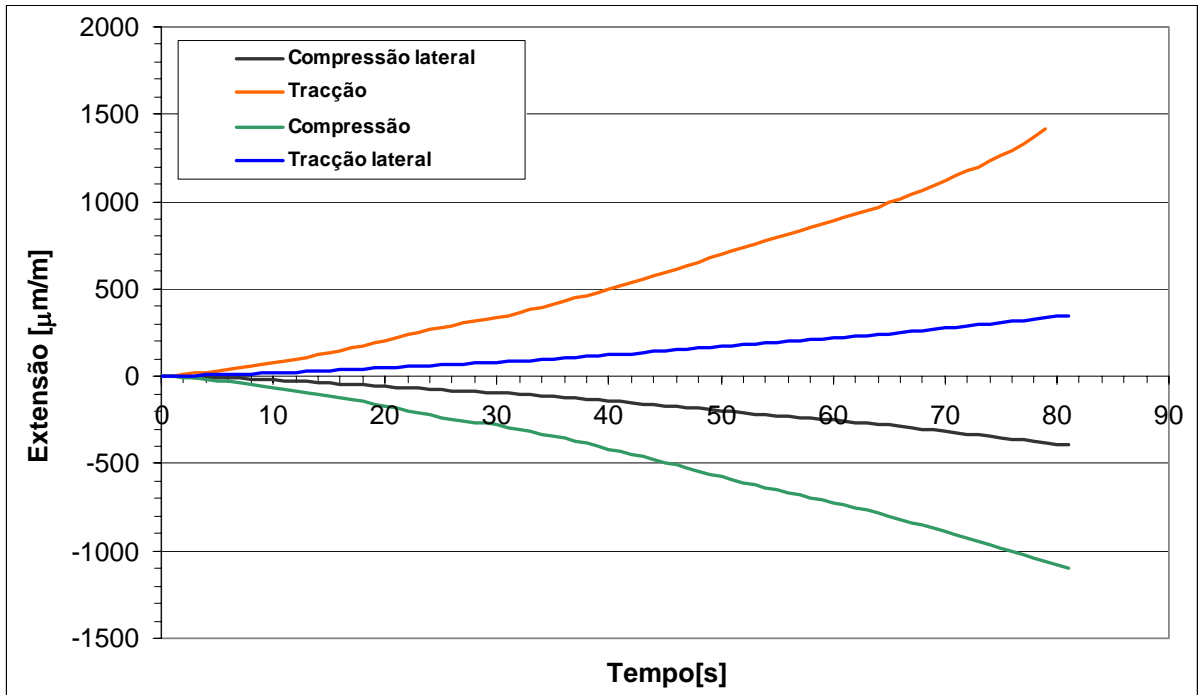
Anexo B

Curvas Extensão versus Tempo relativas aos Ensaios de Flexão Estáticos

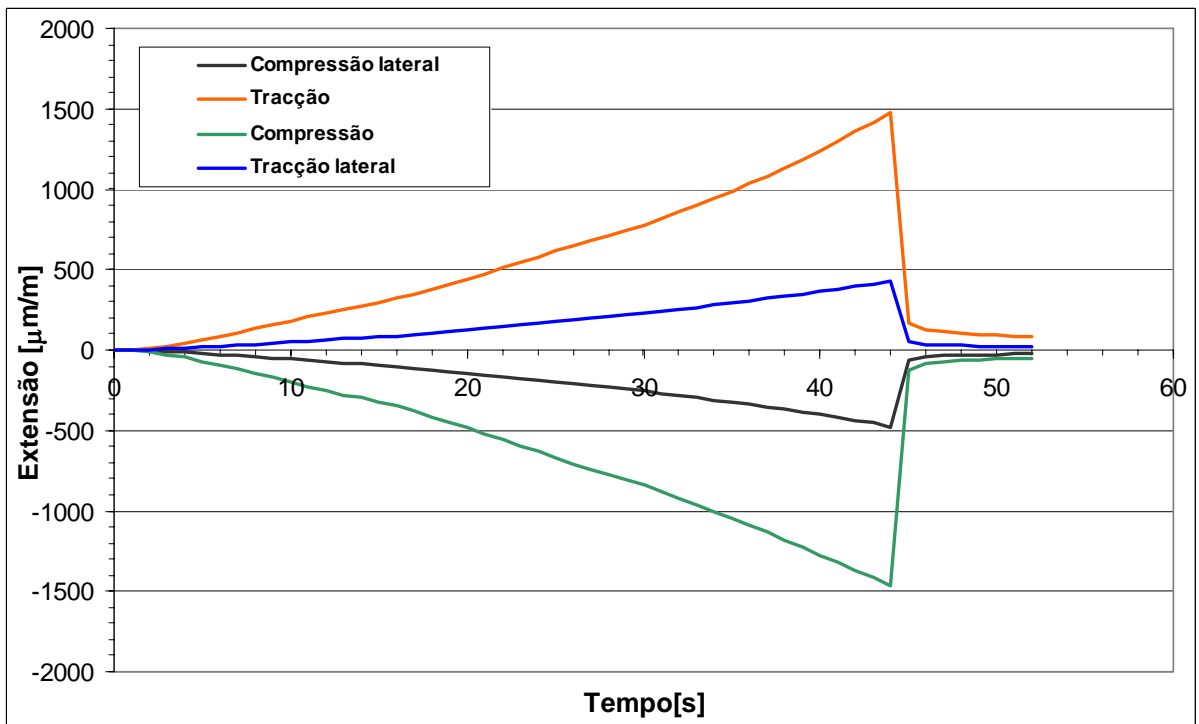


Curvas extensão versus tempo para o provete nº 1 com 14% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão

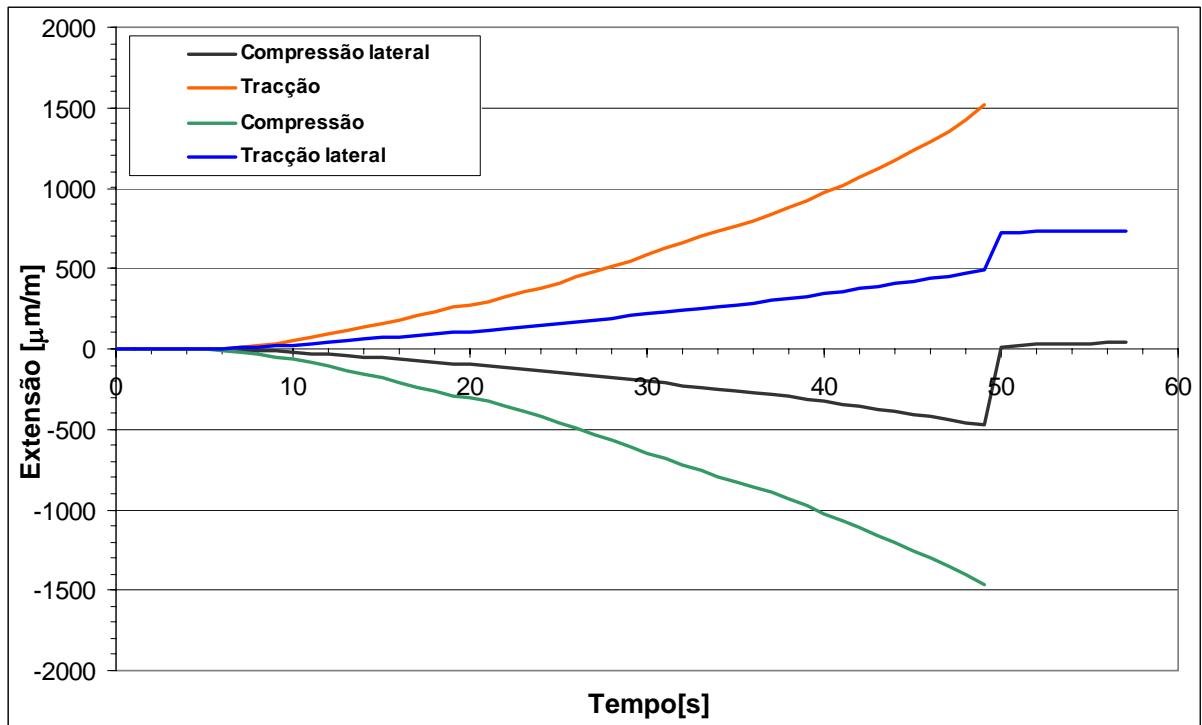
Curvas Extensão versus Tempo



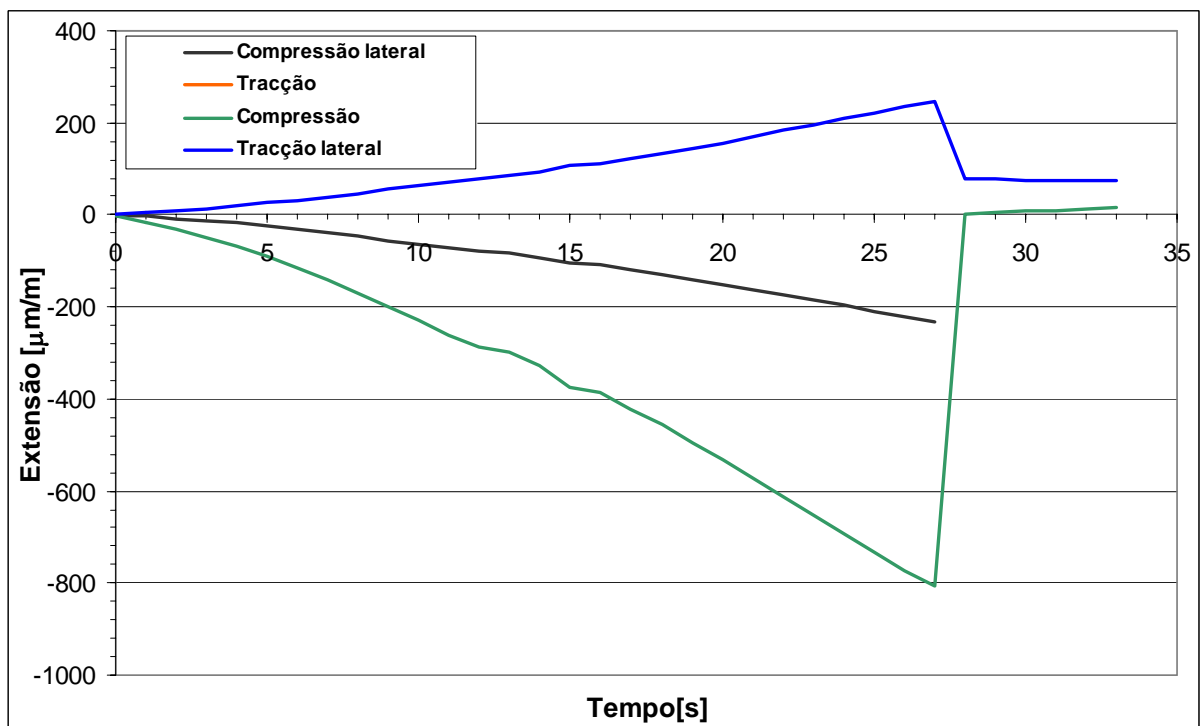
Curvas extensão versus tempo para o provete nº 3 com 14% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão



Curvas extensão versus tempo para o provete nº 1 com 16% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão

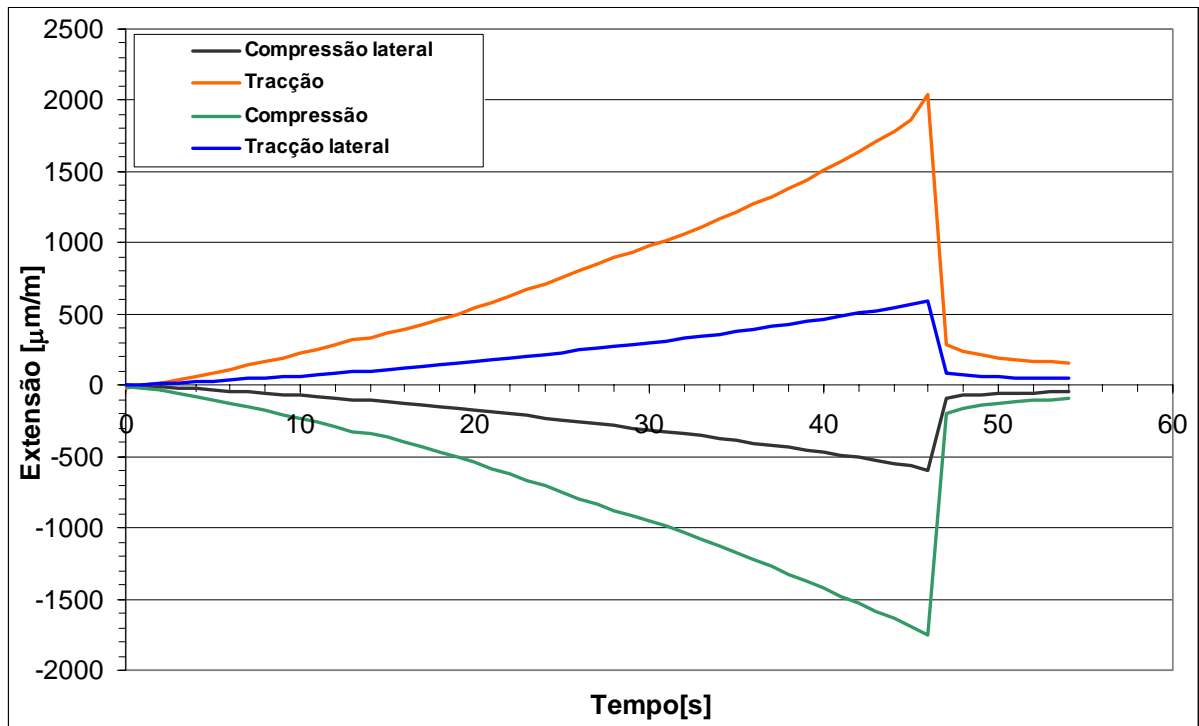


Curvas extensão versus tempo para o provete nº 2 com 16% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão

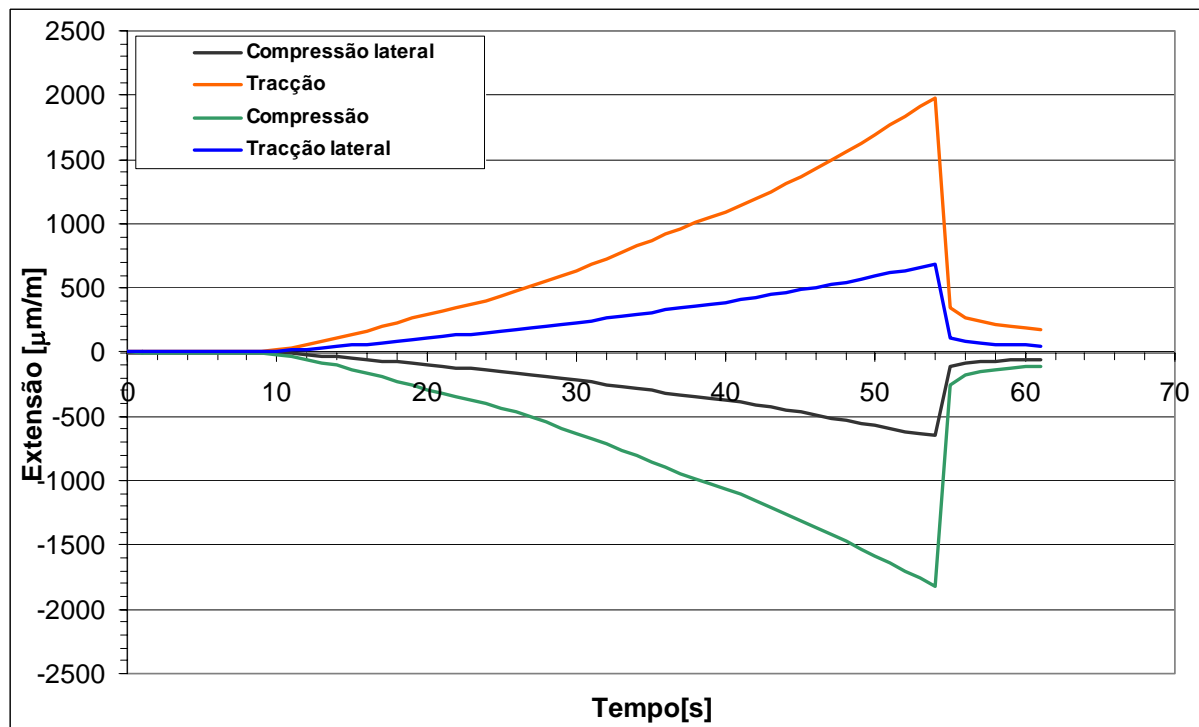


Curvas extensão versus tempo para o provete nº 3 com 16% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão. (NOTA: Os dados referentes à Tracção não foram correctamente retirados)

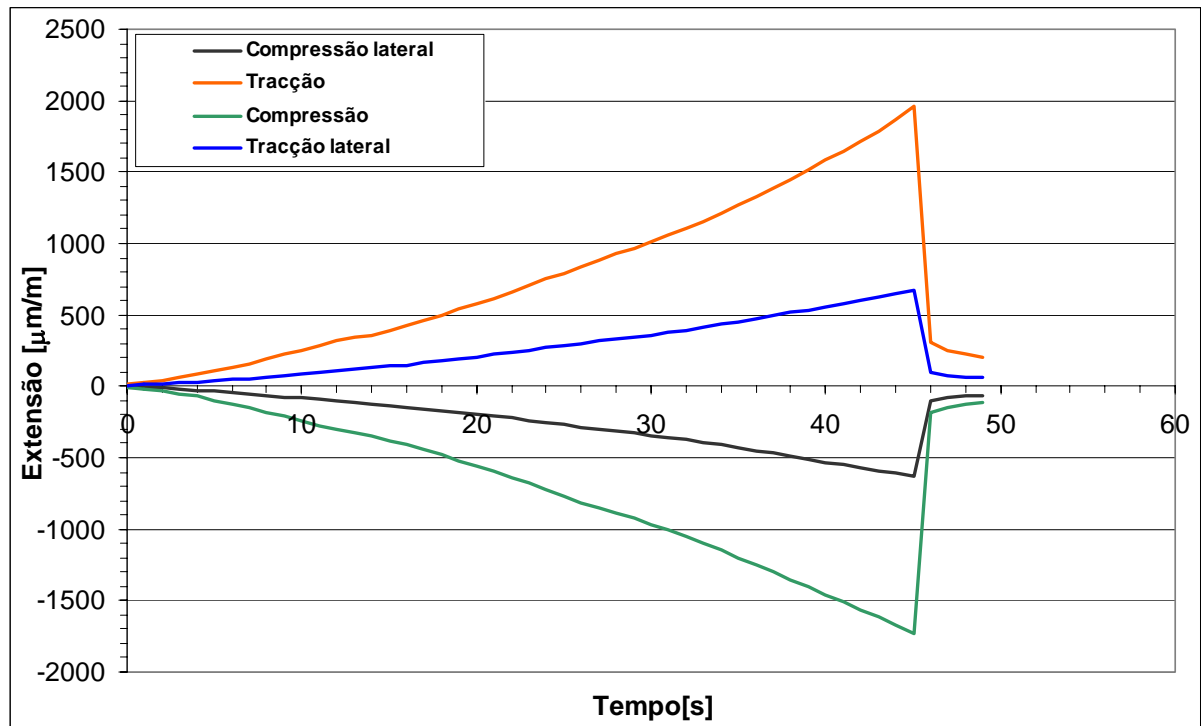
Curvas Extensão versus Tempo



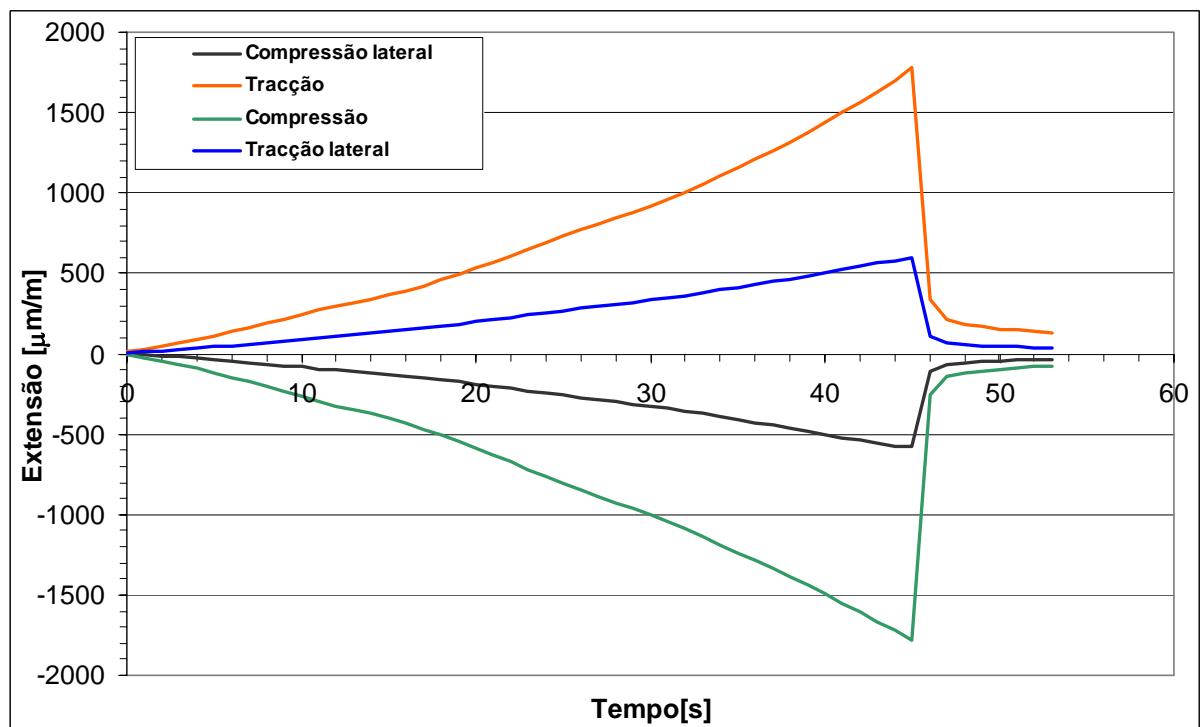
Curvas extensão versus tempo para o provete nº 1 com 18% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão.



Curvas extensão versus tempo para o provete nº 2 com 18% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão.

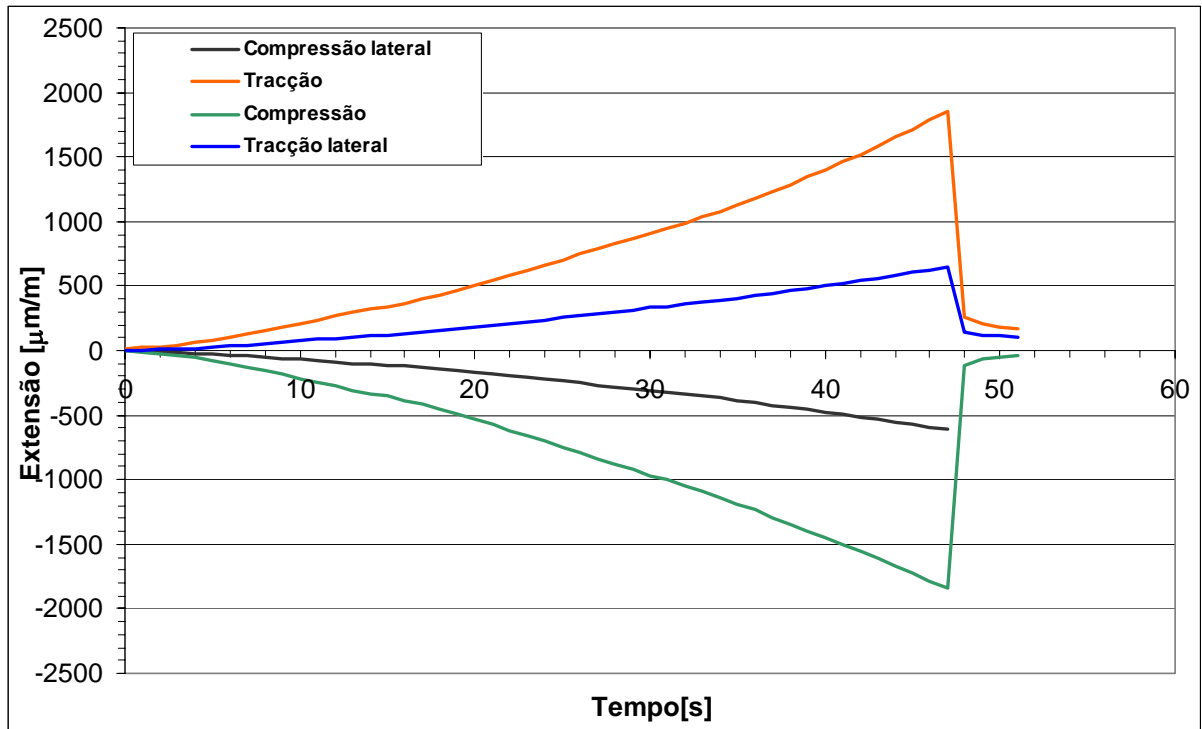


Curvas extensão versus tempo para o provete nº 3 com 18% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão.

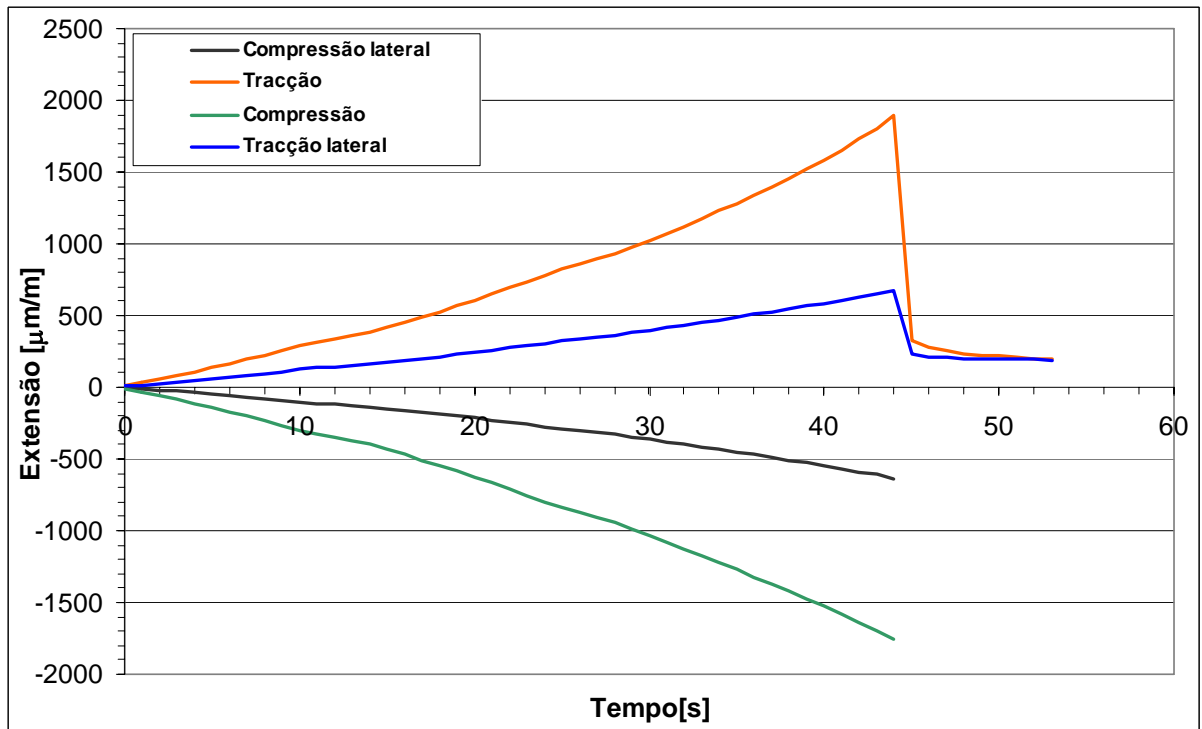


Curvas extensão versus tempo para o provete nº 1 com 20% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão.

Curvas Extensão versus Tempo



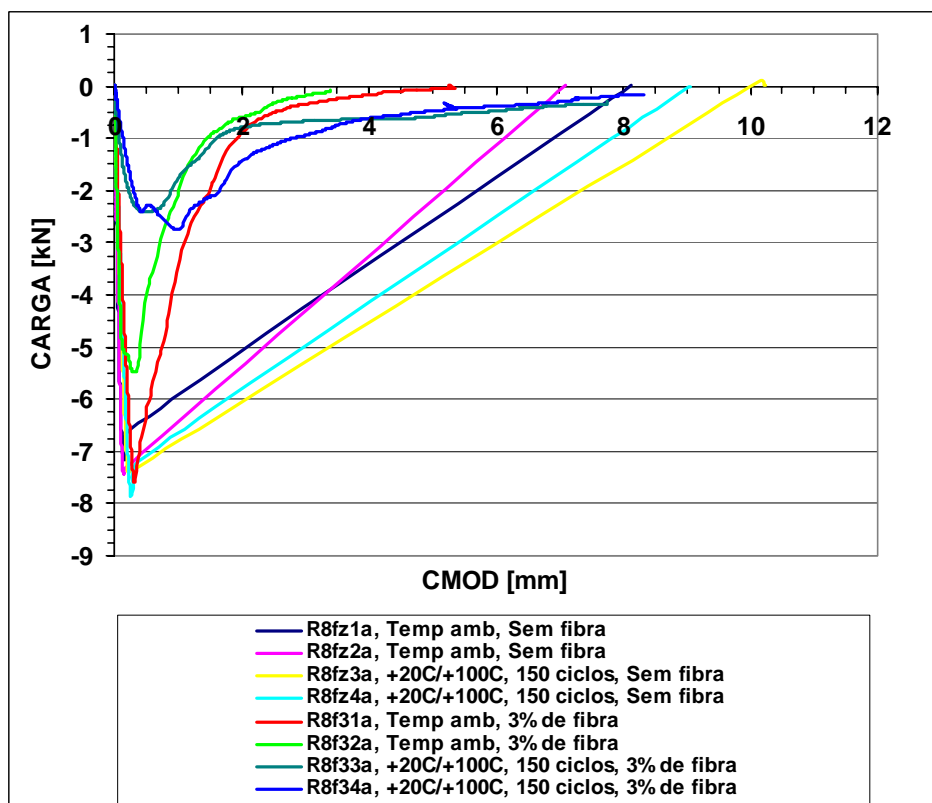
Curvas extensão versus tempo para o provete nº 2 com 20% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão.



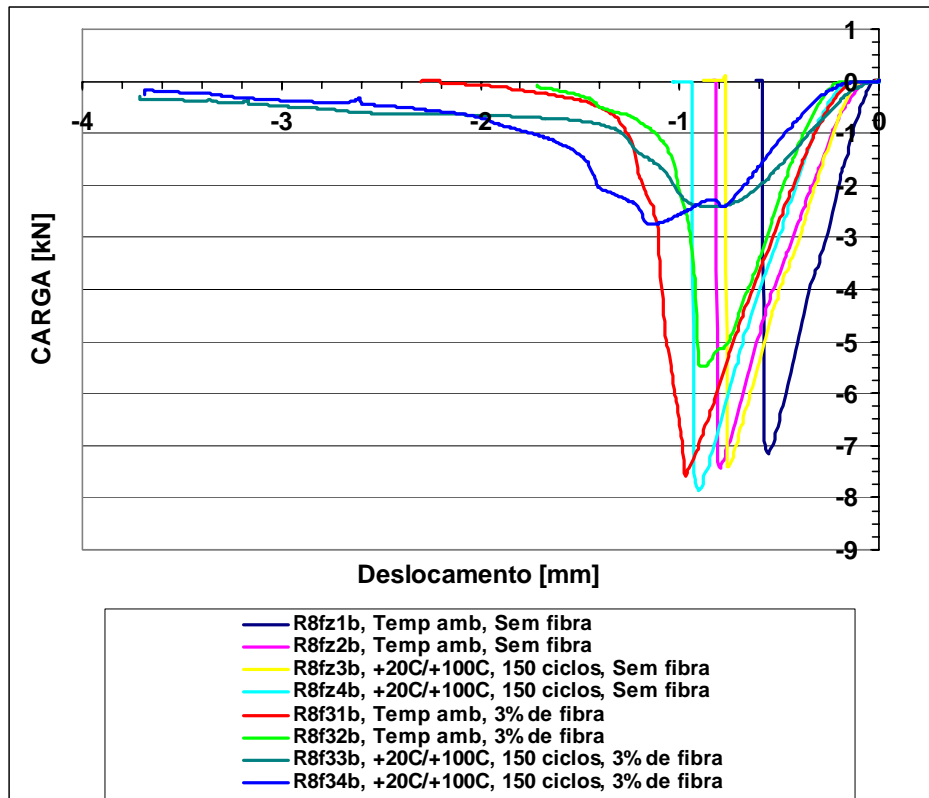
Curvas extensão versus tempo para o provete nº 3 com 20% de resina à temperatura ambiente – ensaios estáticos a à flexão.

Anexo C

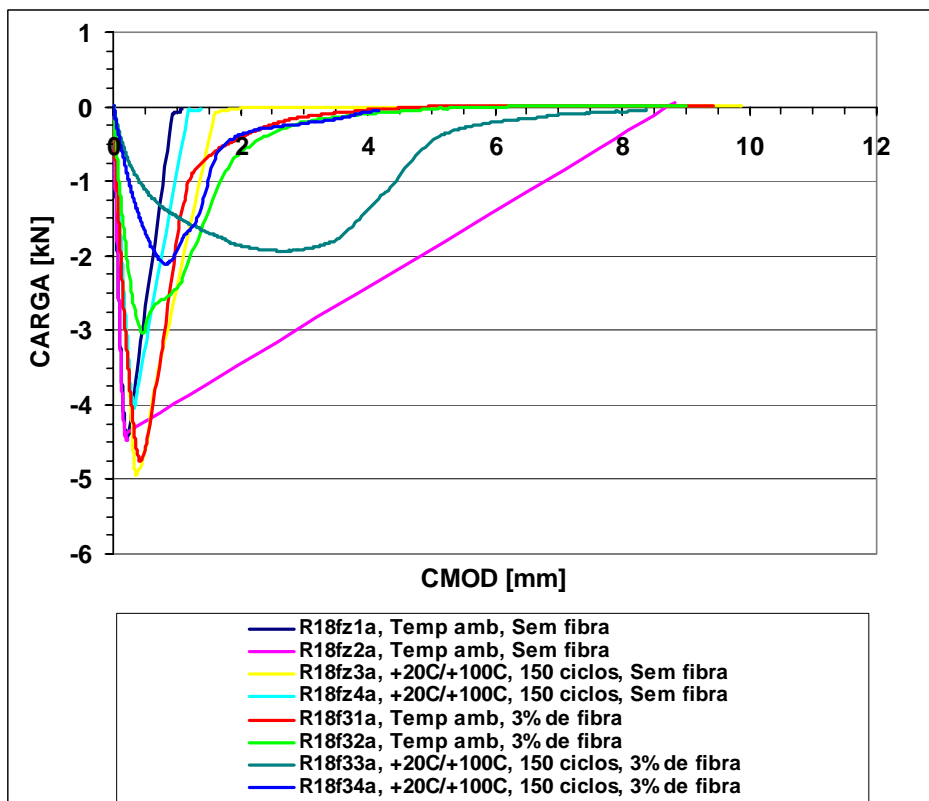
Curvas Carga versus CMOD e Carga versus Deslocamento relativas aos Ensaios de Fractura



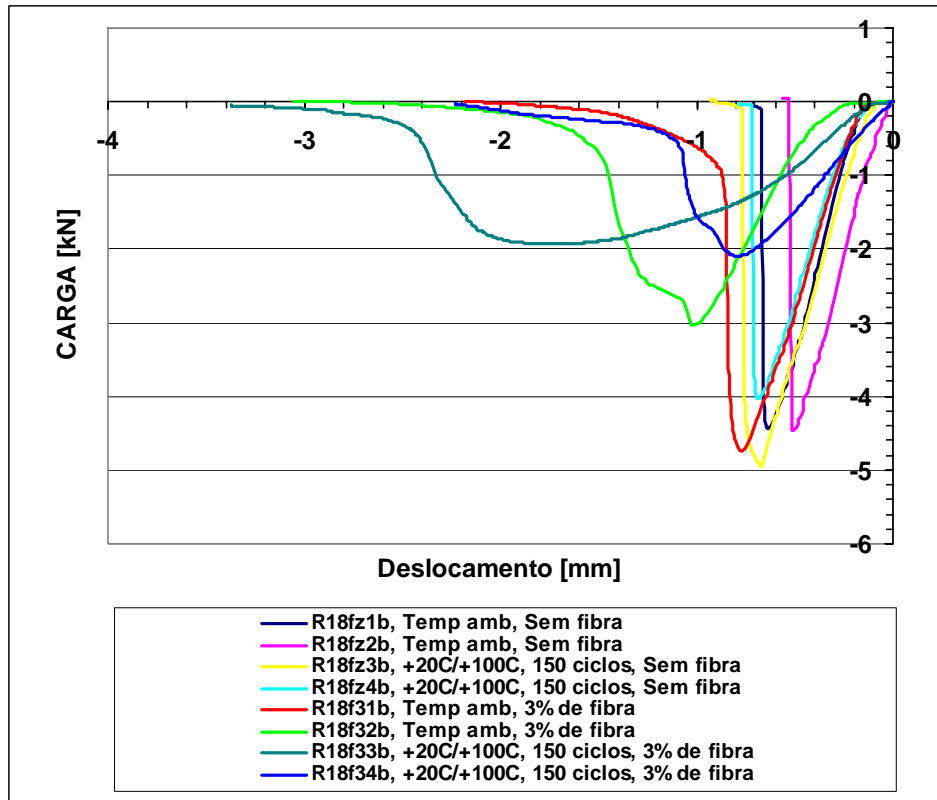
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



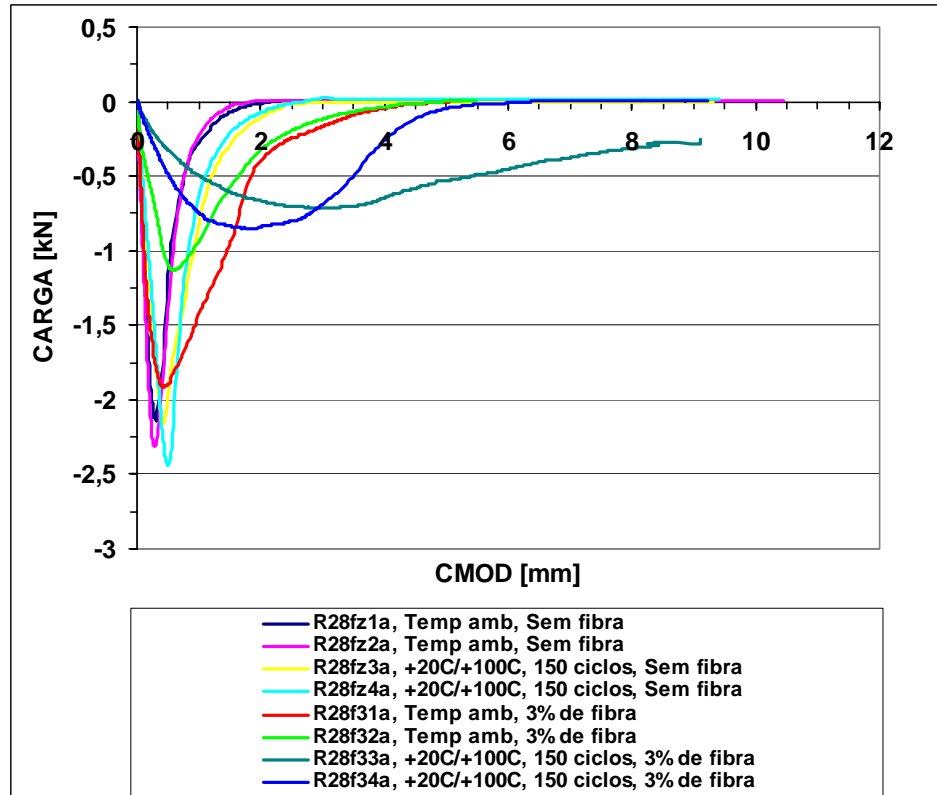
Curvas carga versus deslocamento para a relação (a/d = 0,16) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



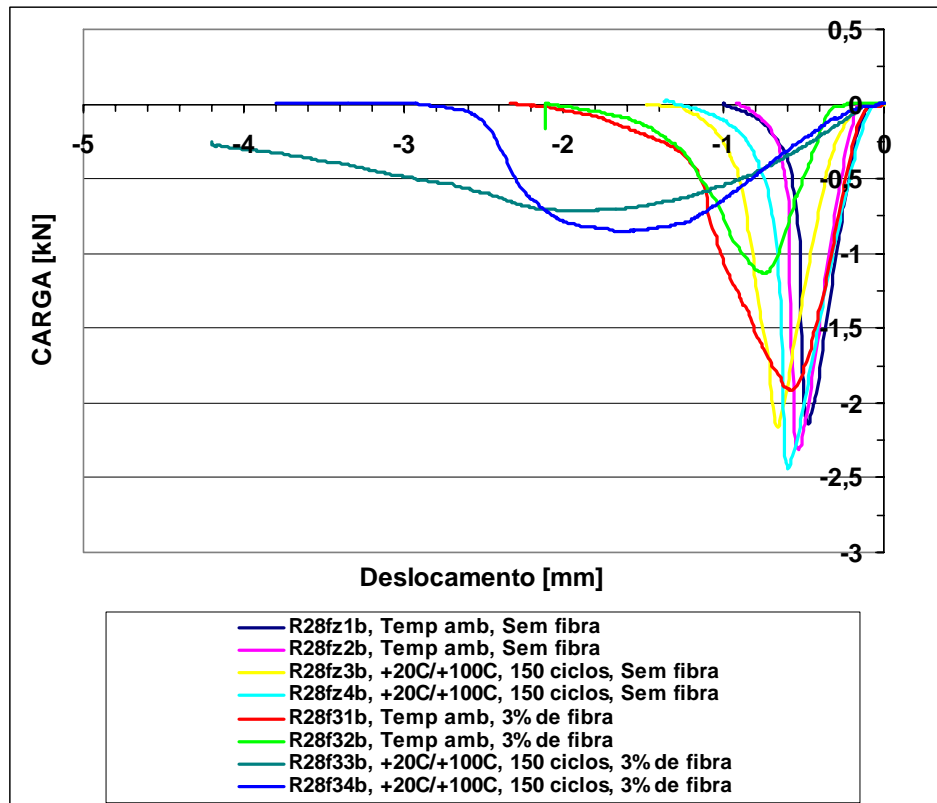
Curvas carga versus CMOD para a relação (a/d = 0,36) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



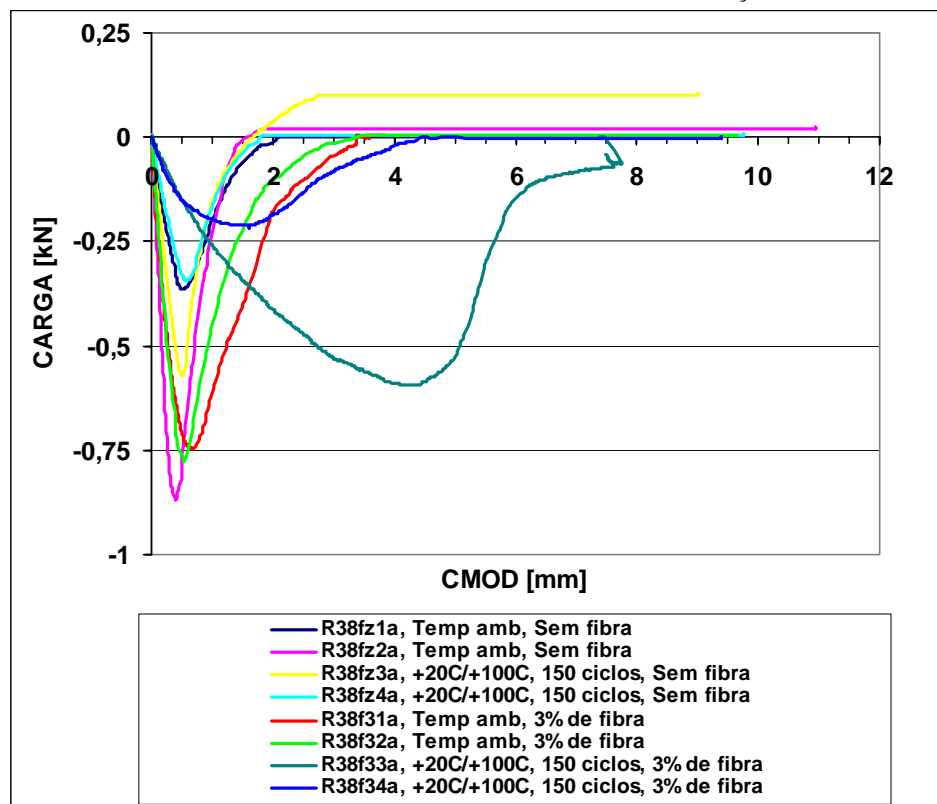
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,36)$ dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



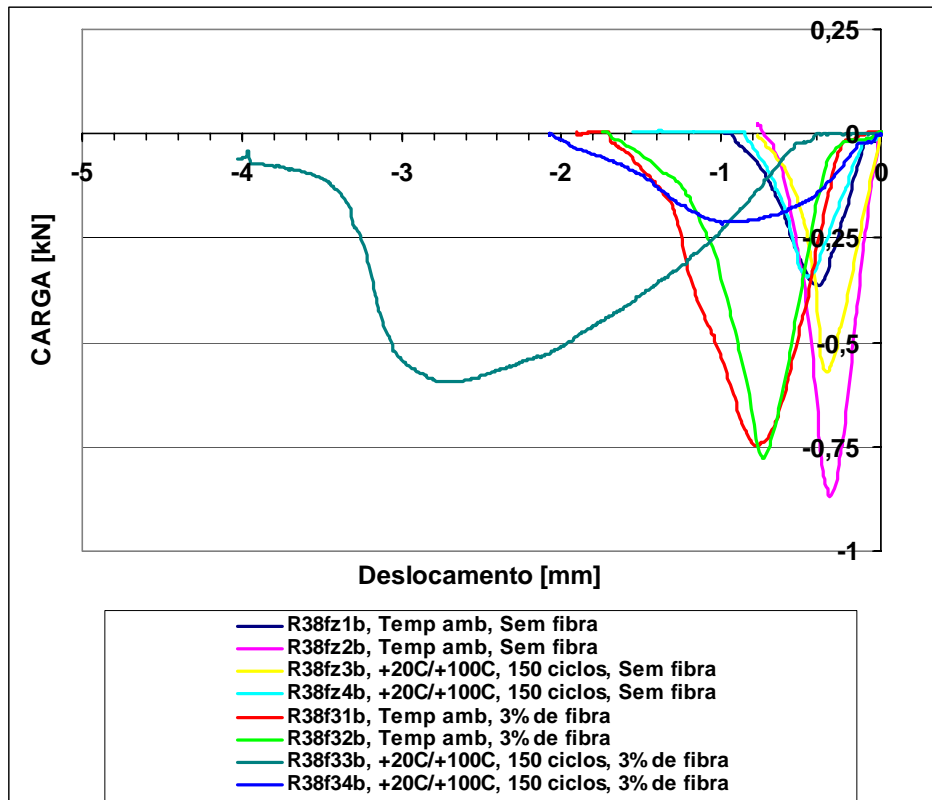
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



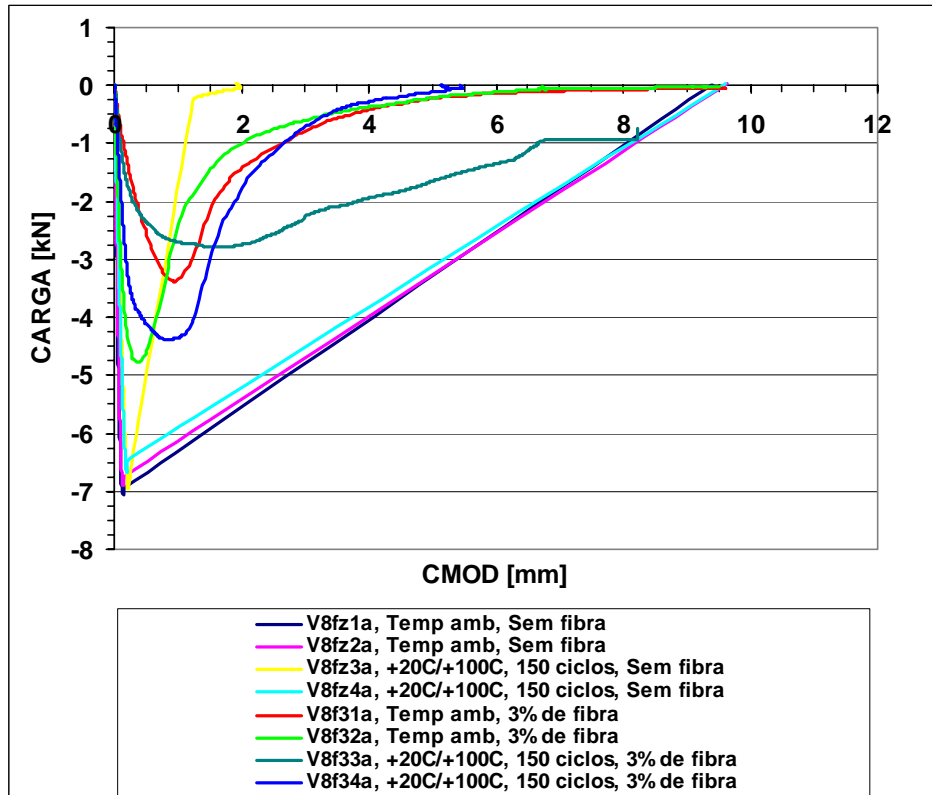
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



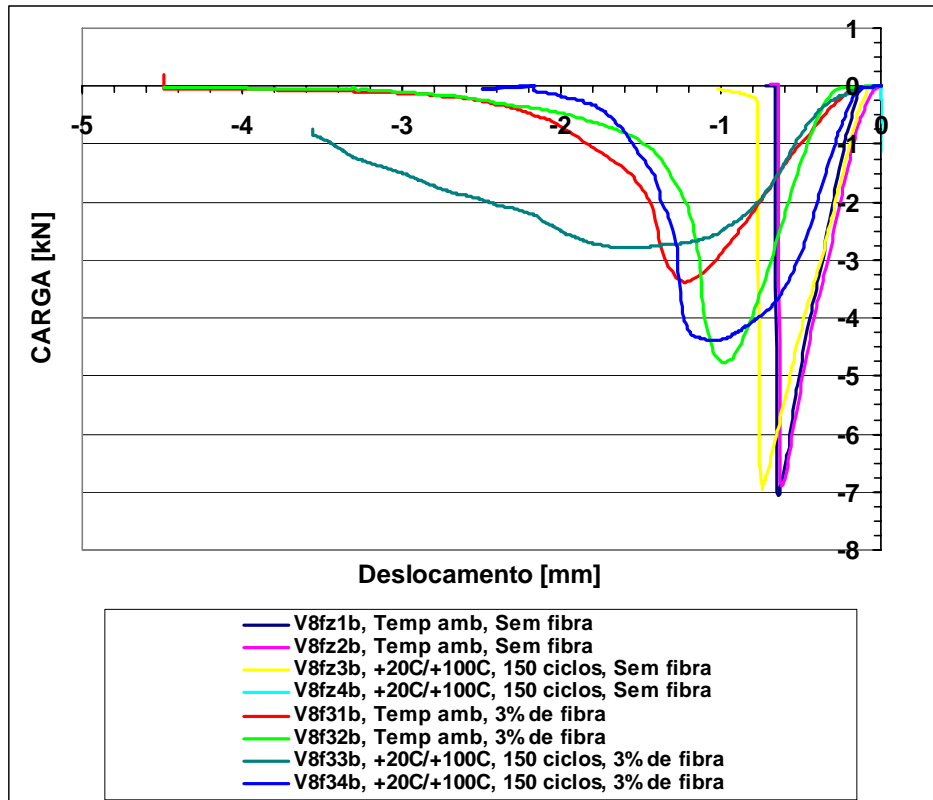
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,76)$ dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



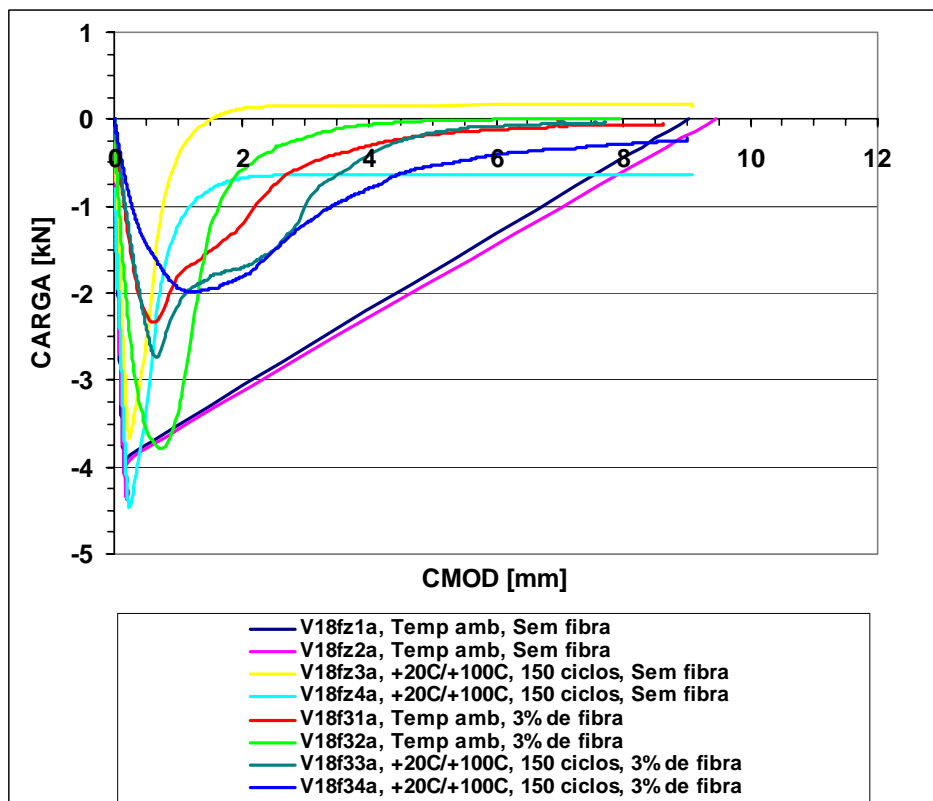
Curvas carga versus deslocamento para a relação (a/d = 0,76) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



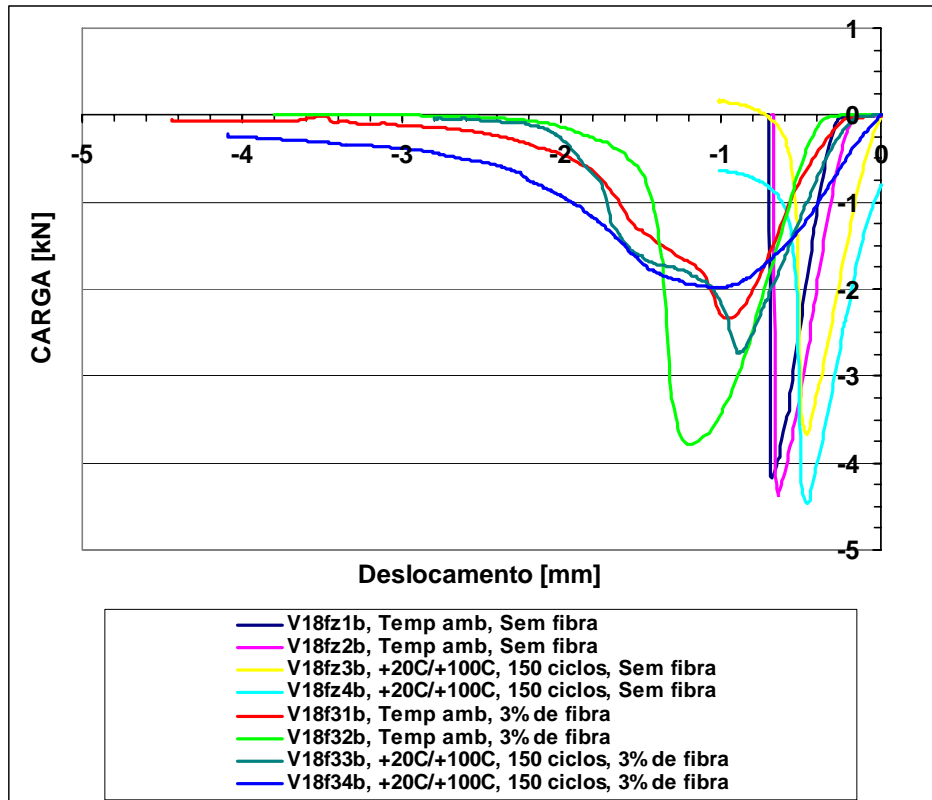
Curvas carga versus CMOD para a relação (a/d = 0,16) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



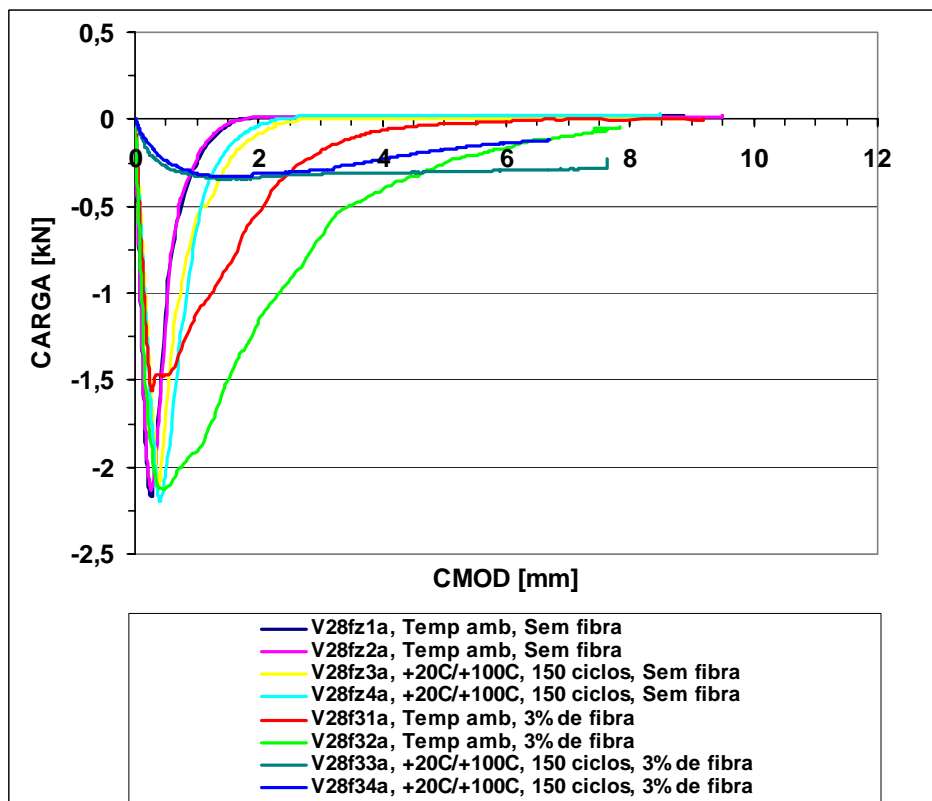
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,16)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



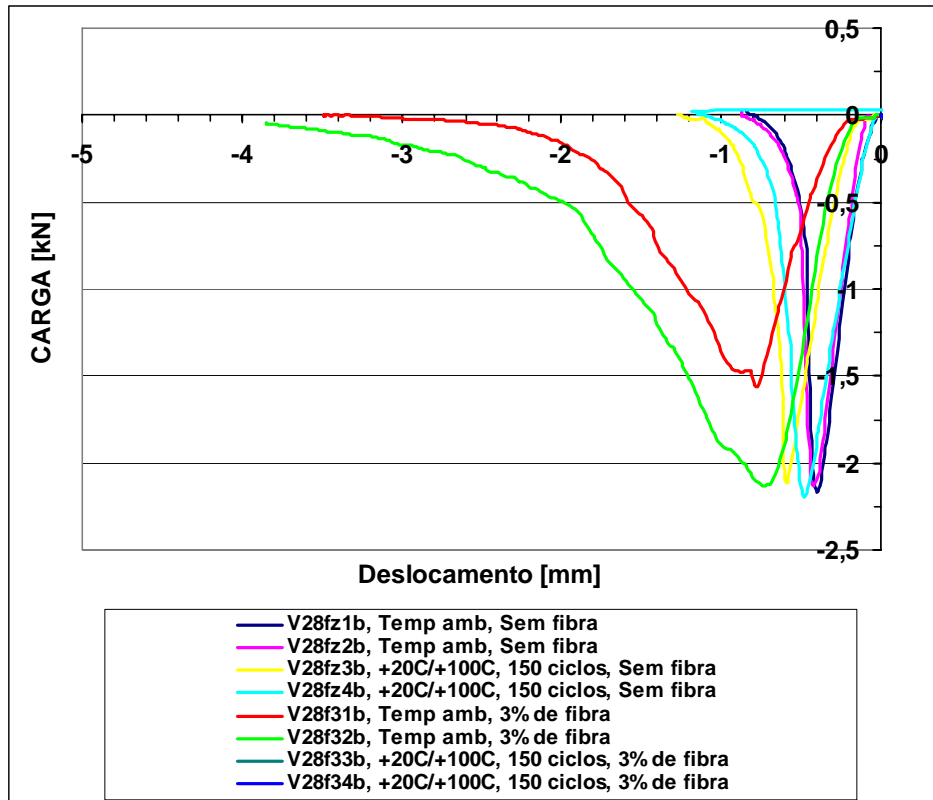
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,36)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



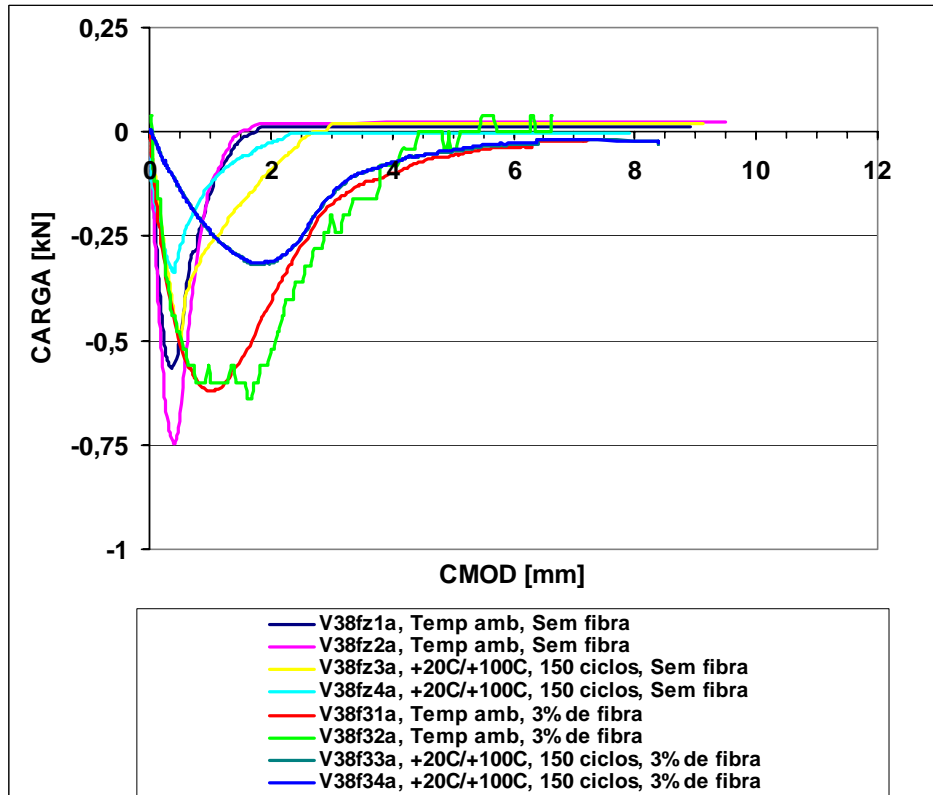
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,36)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



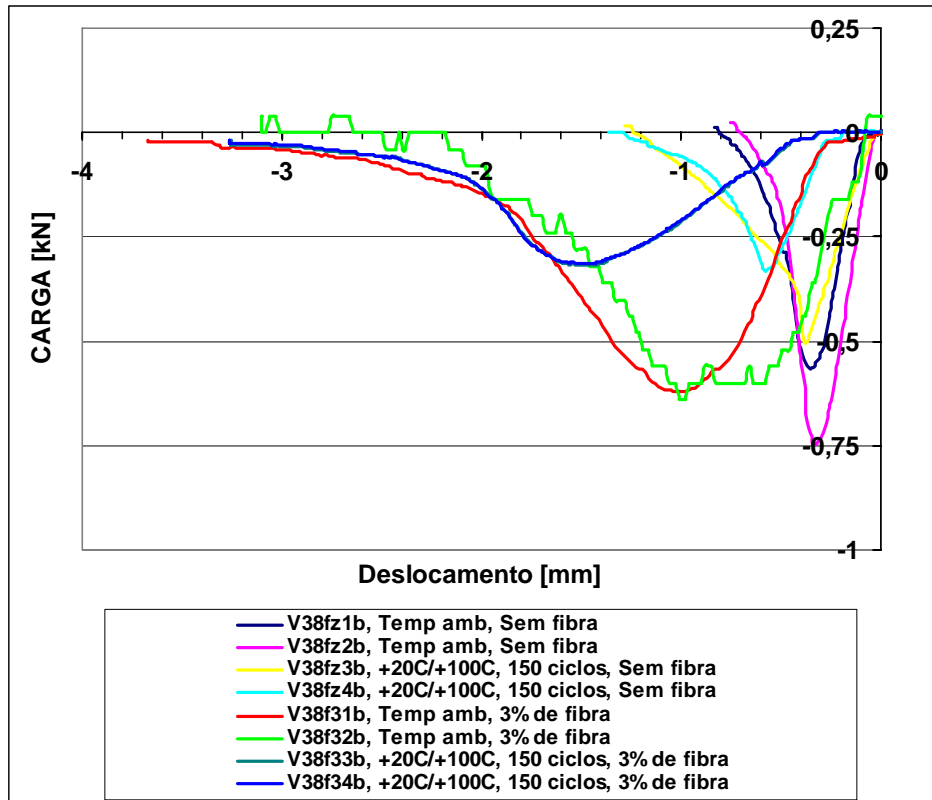
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



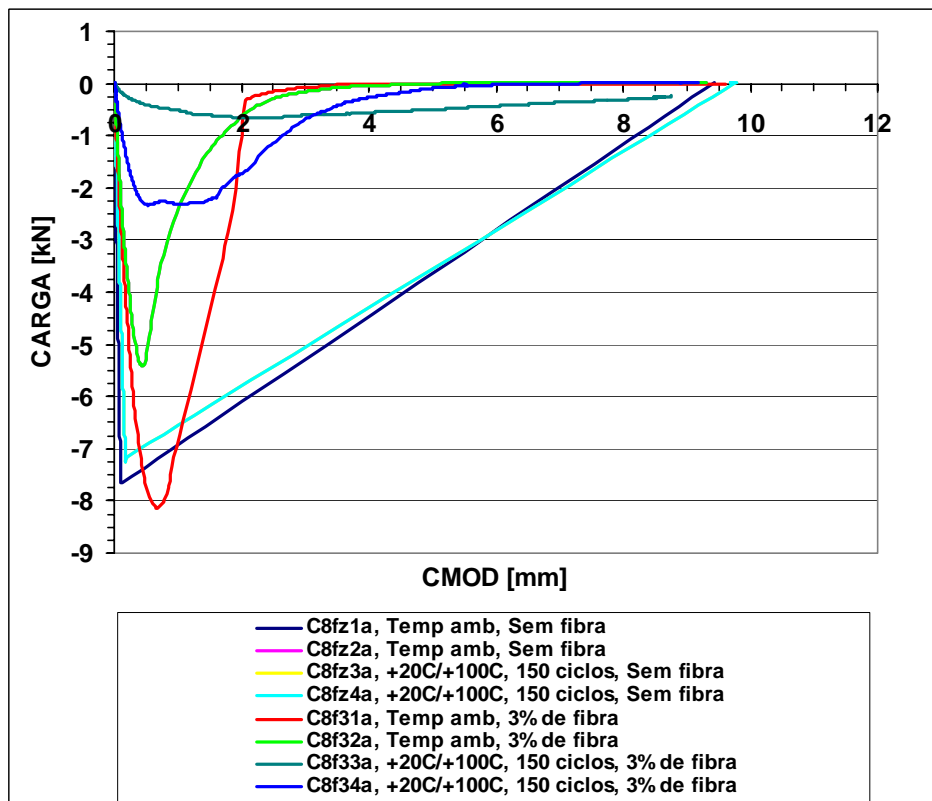
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



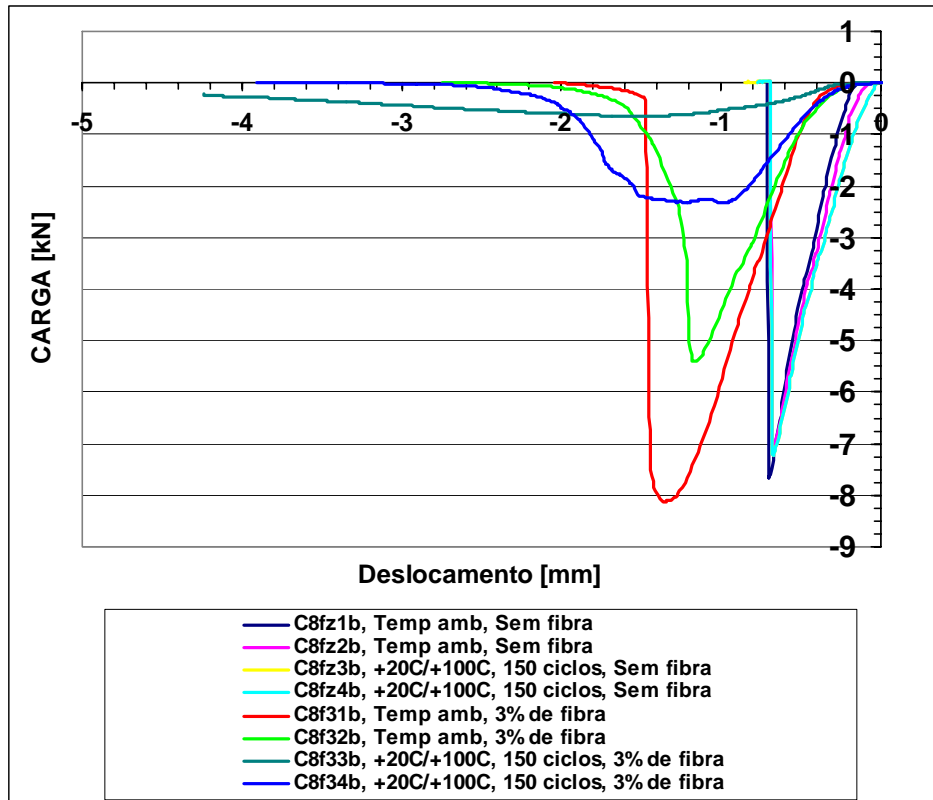
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,76)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



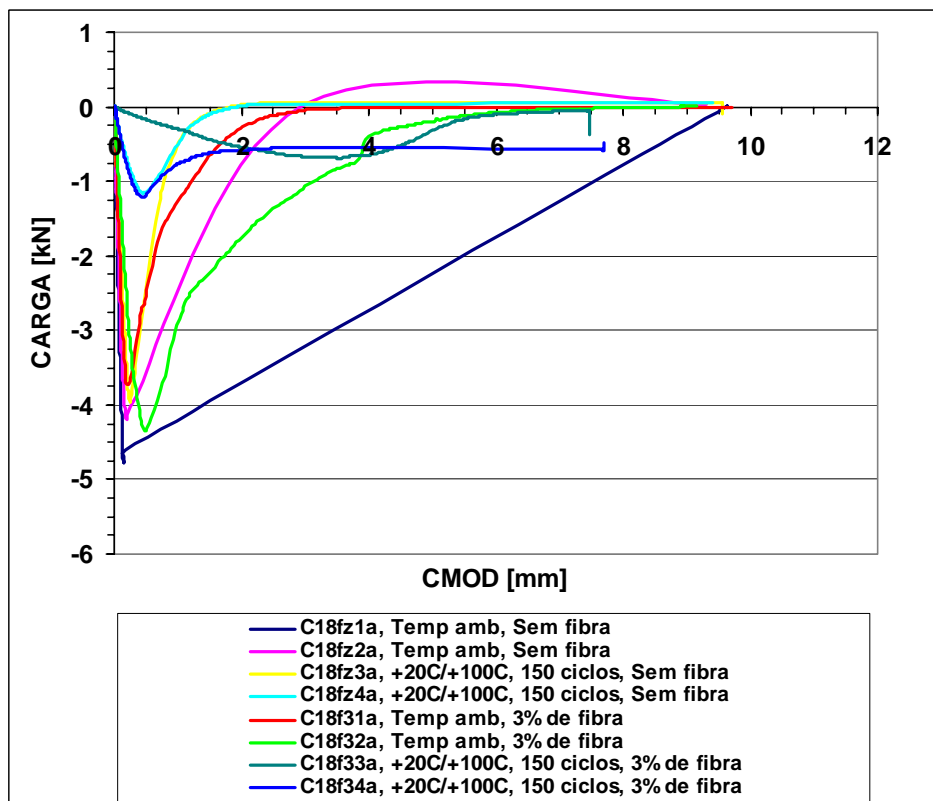
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,76)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



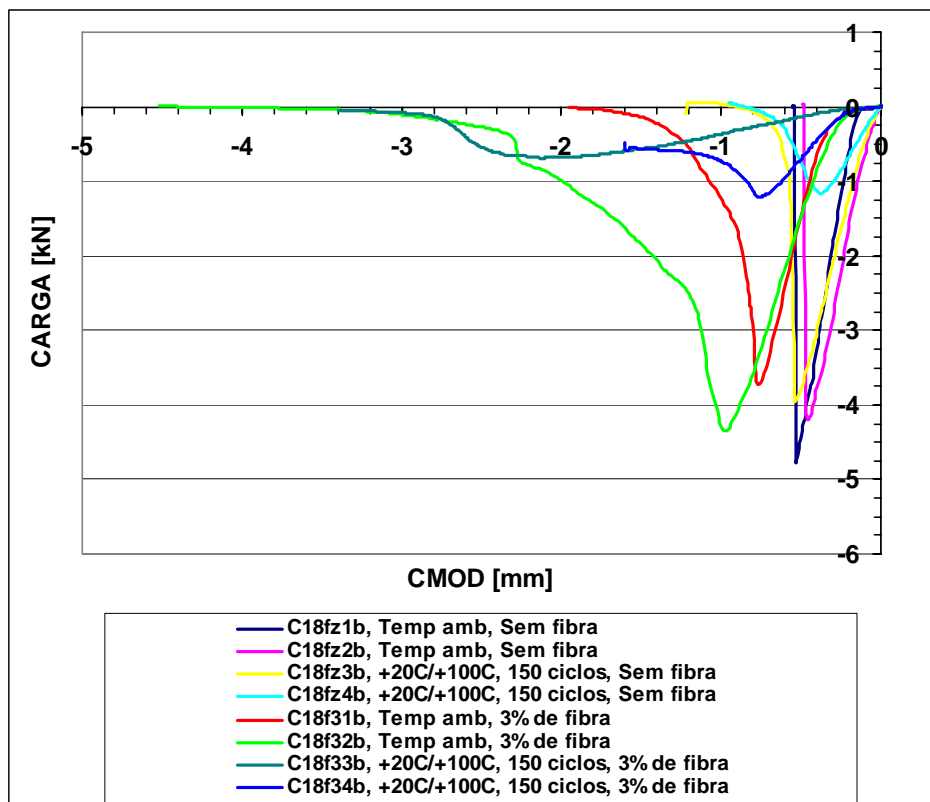
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,16)$ dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



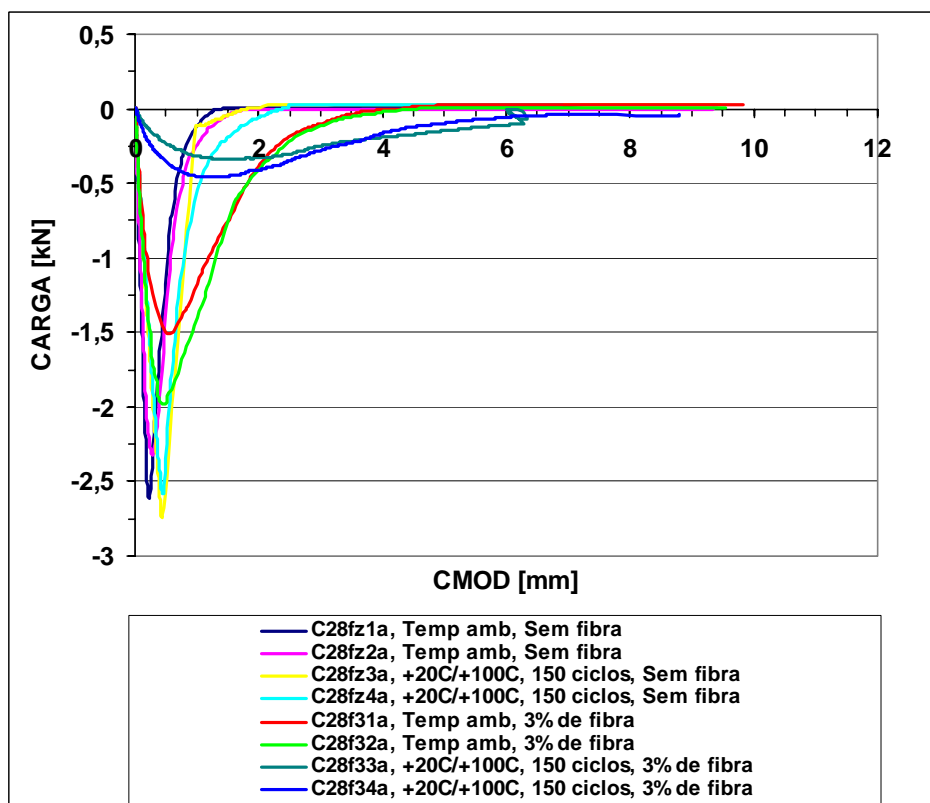
Curvas carga versus deslocamento para a relação (a/d = 0,16) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



Curvas carga versus CMOD para a relação (a/d = 0,36) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.

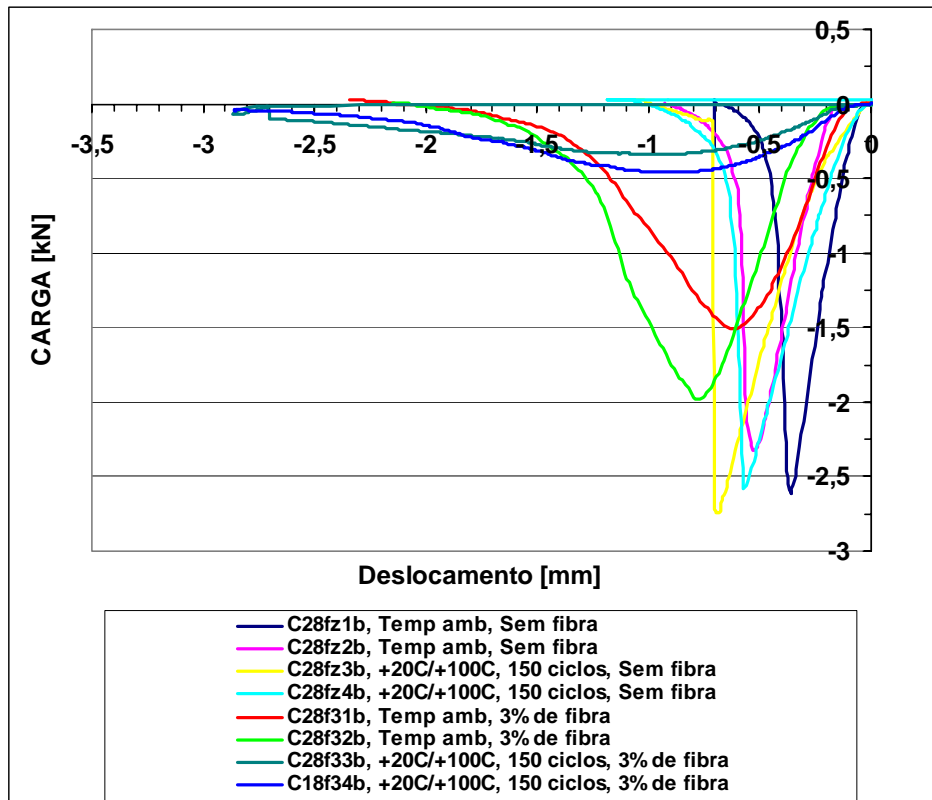


Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,36)$ dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.

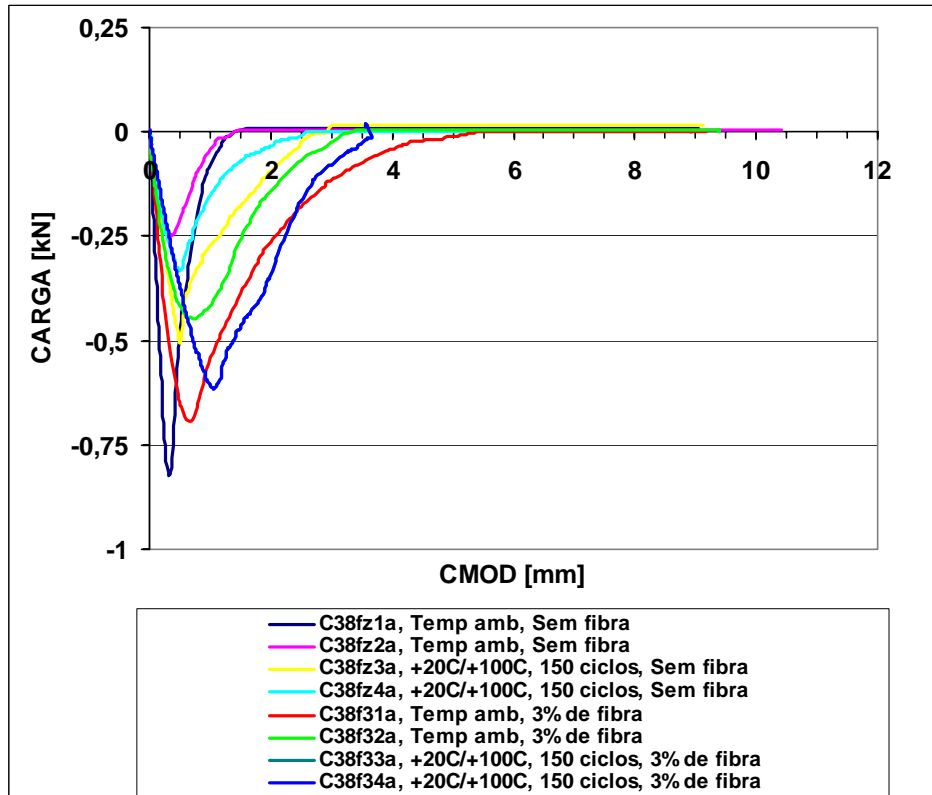


Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.

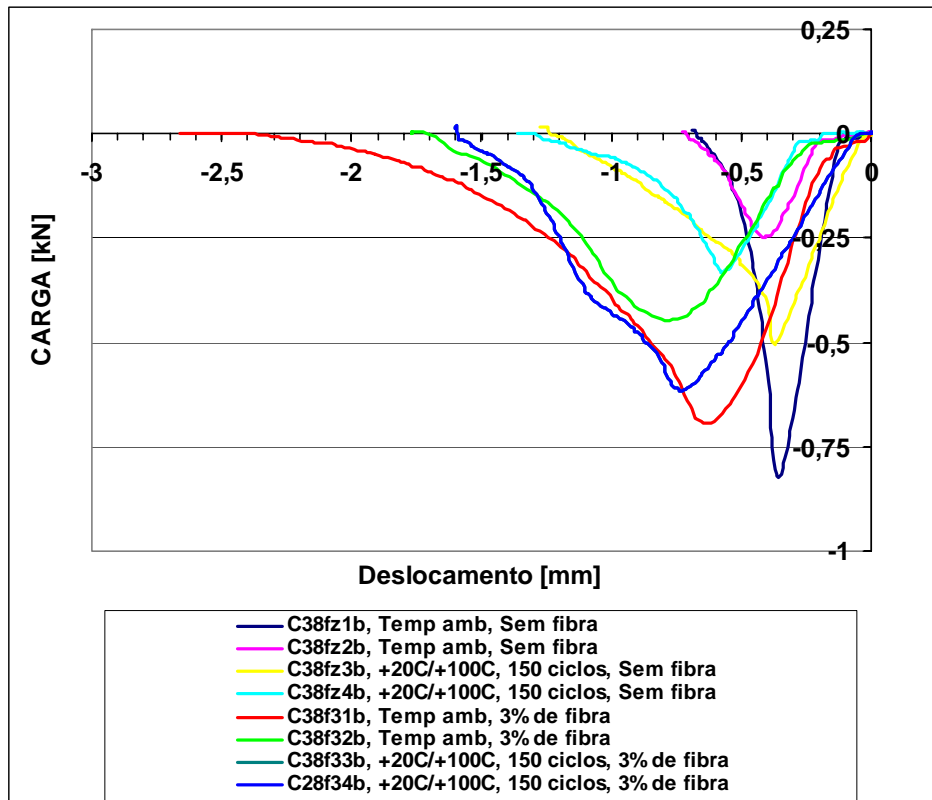
Curvas carga vs. CMOD e vs. deslocamento



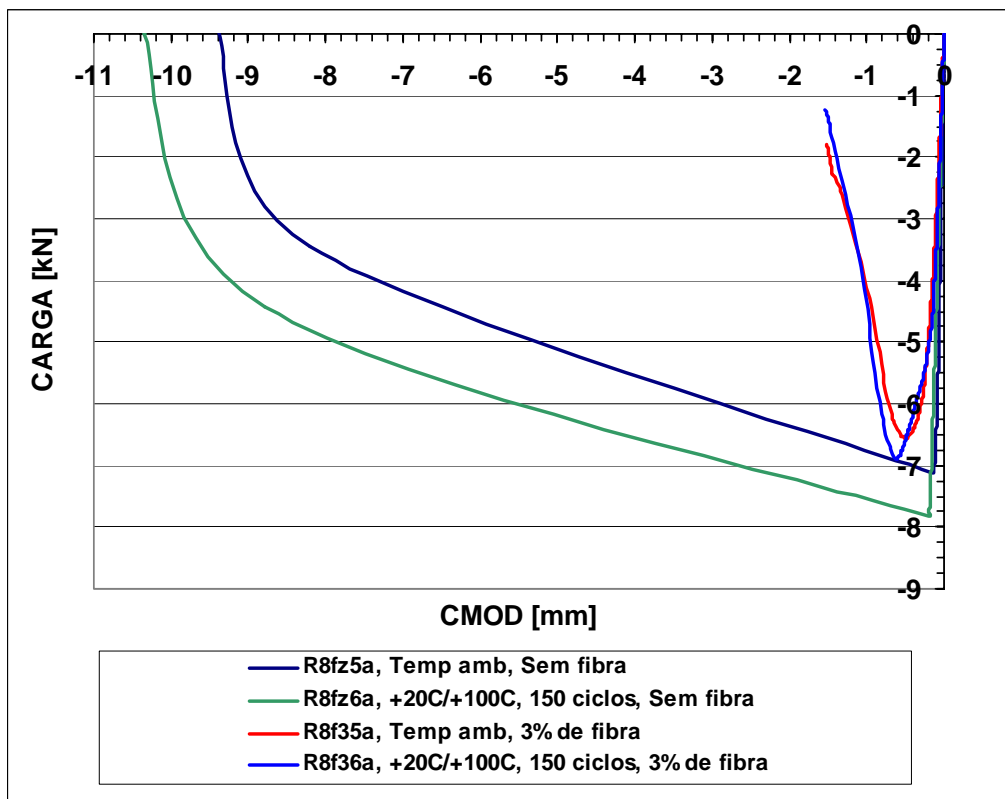
Curvas carga versus deslocamento para a relação (a/d = 0,56) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



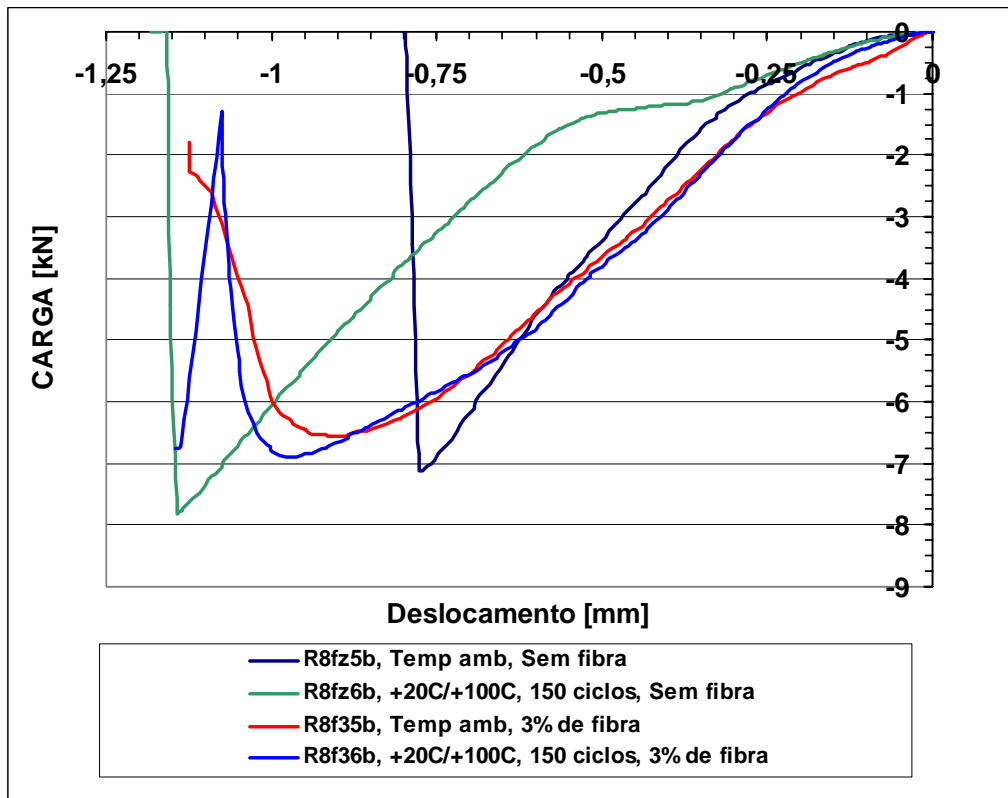
Curvas carga versus CMOD para a relação (a/d = 0,76) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



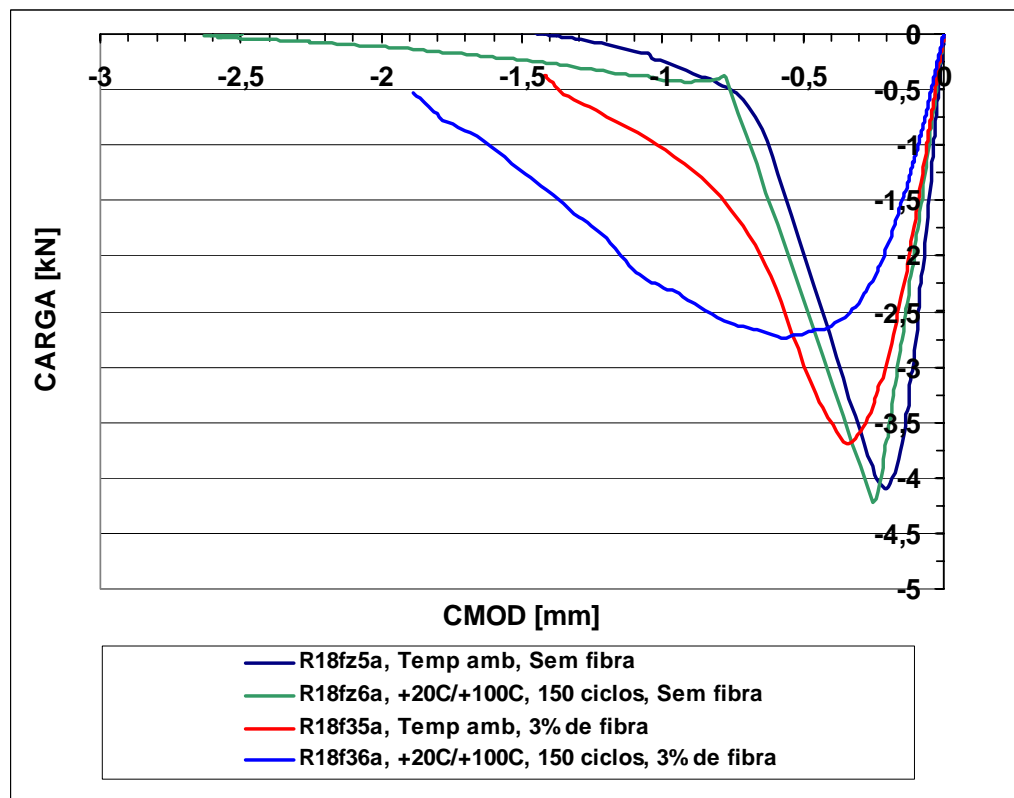
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,76$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



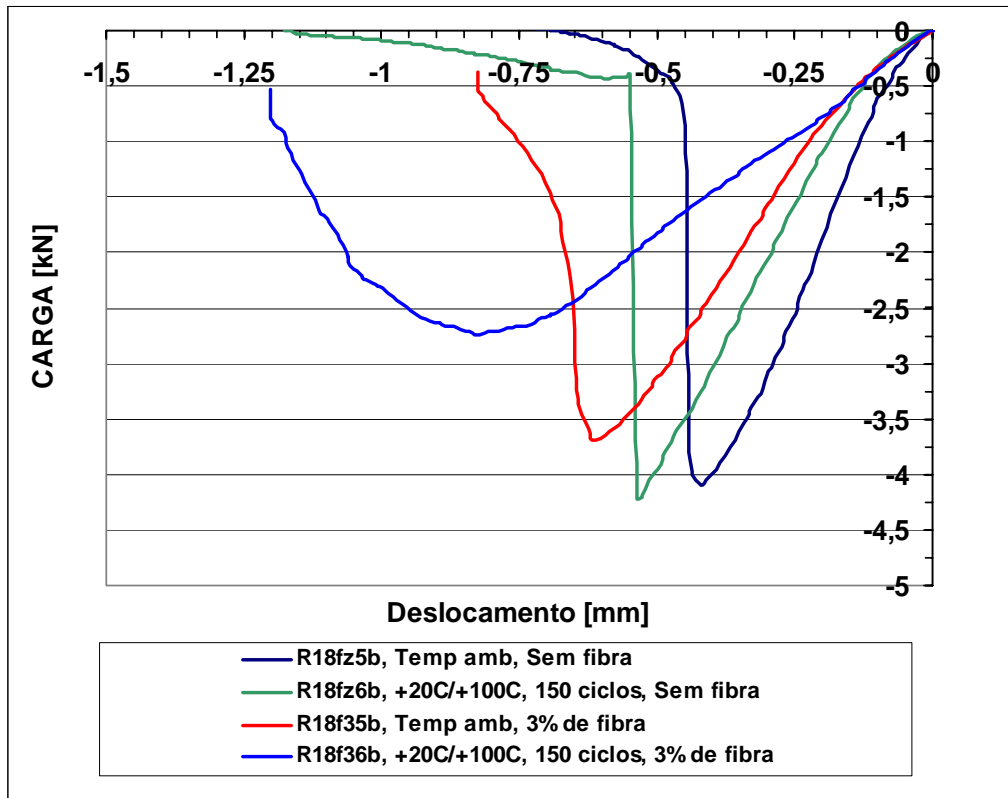
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



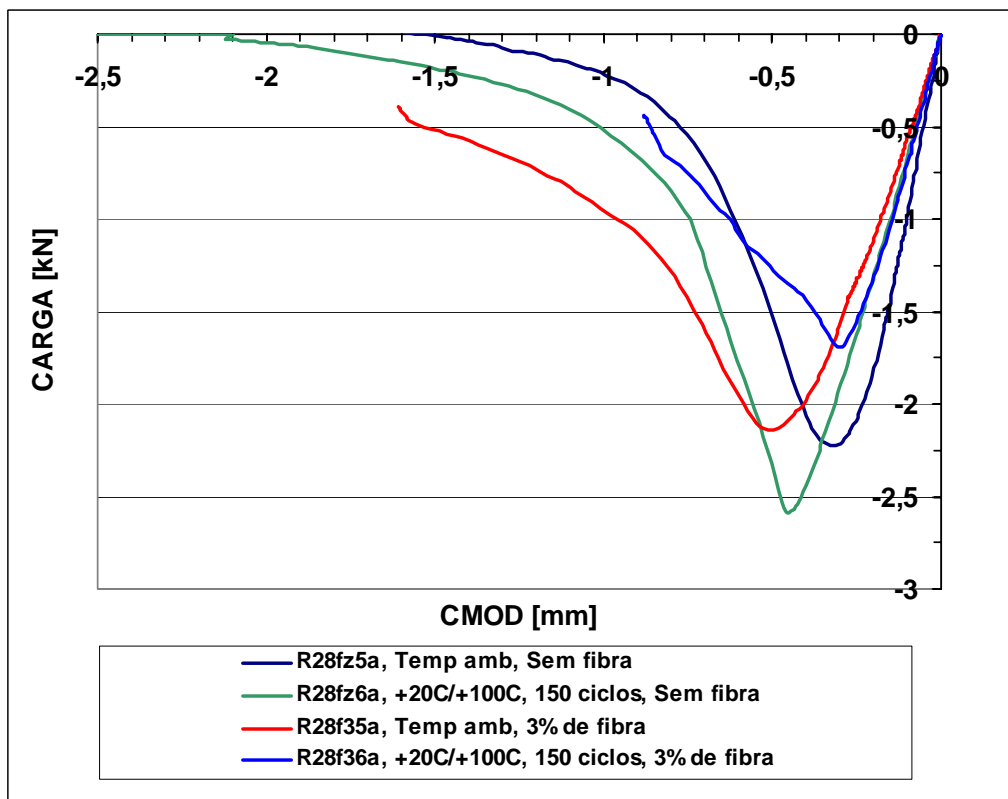
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



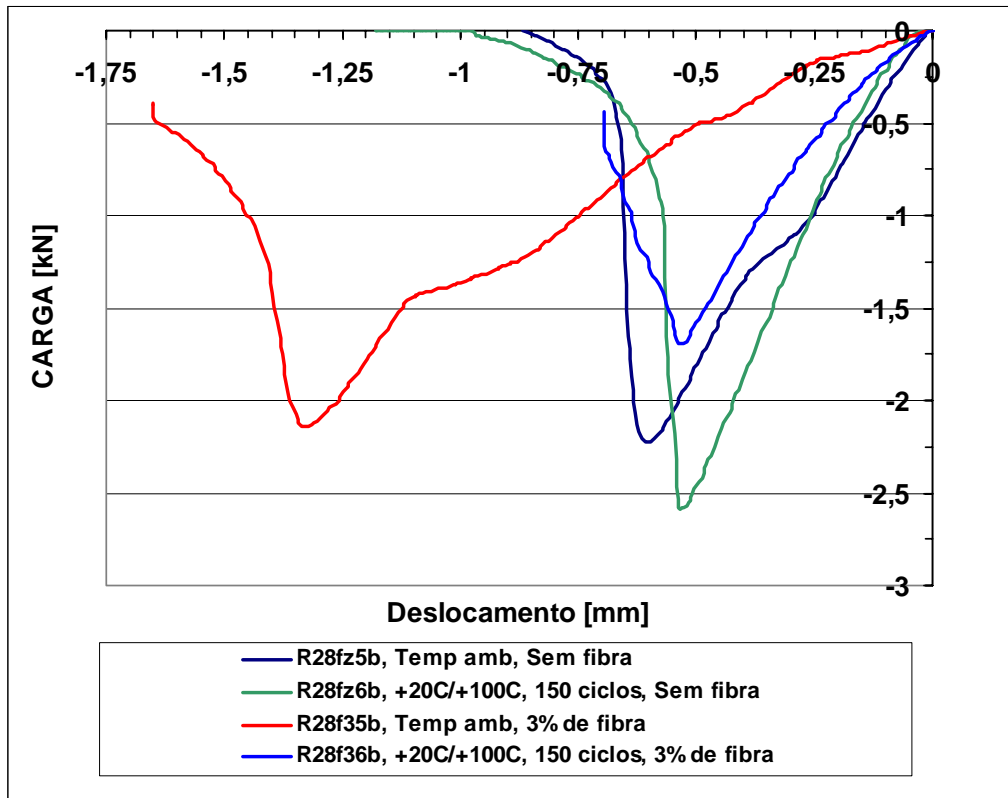
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,36$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



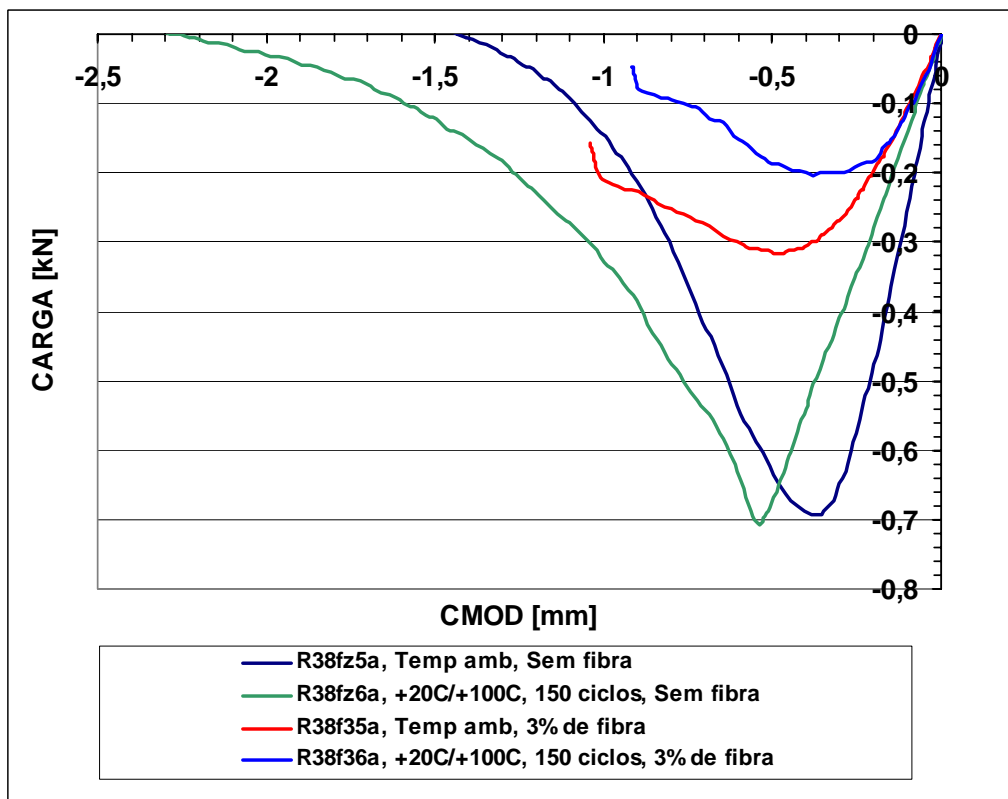
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,36$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



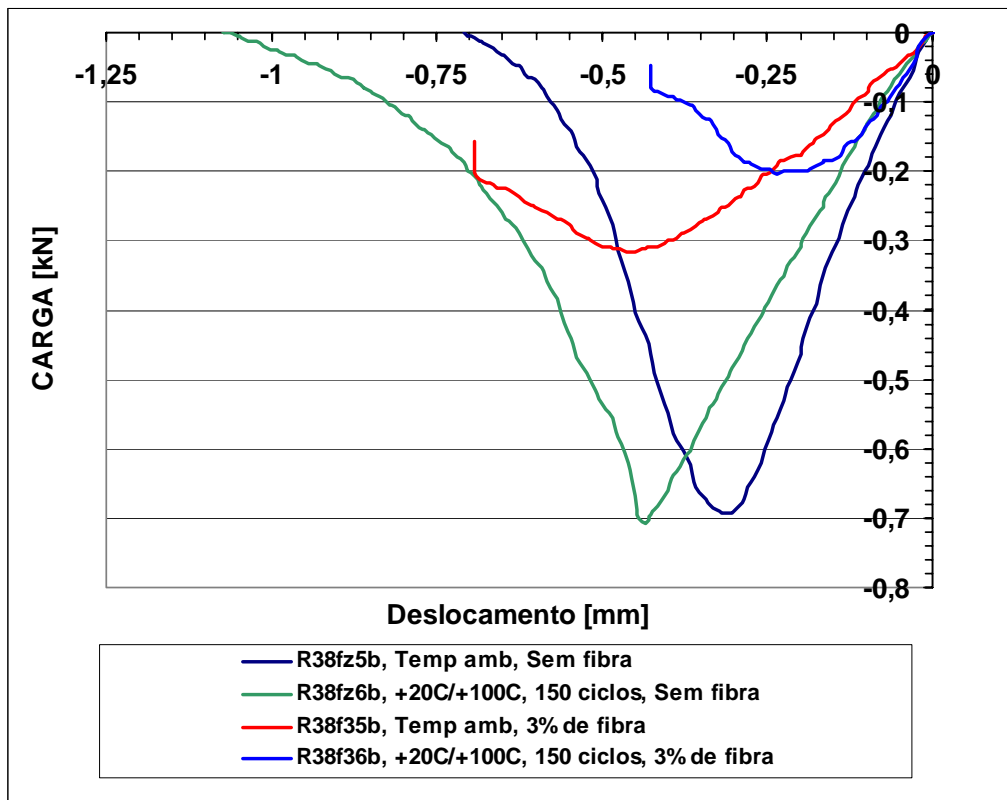
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,56$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



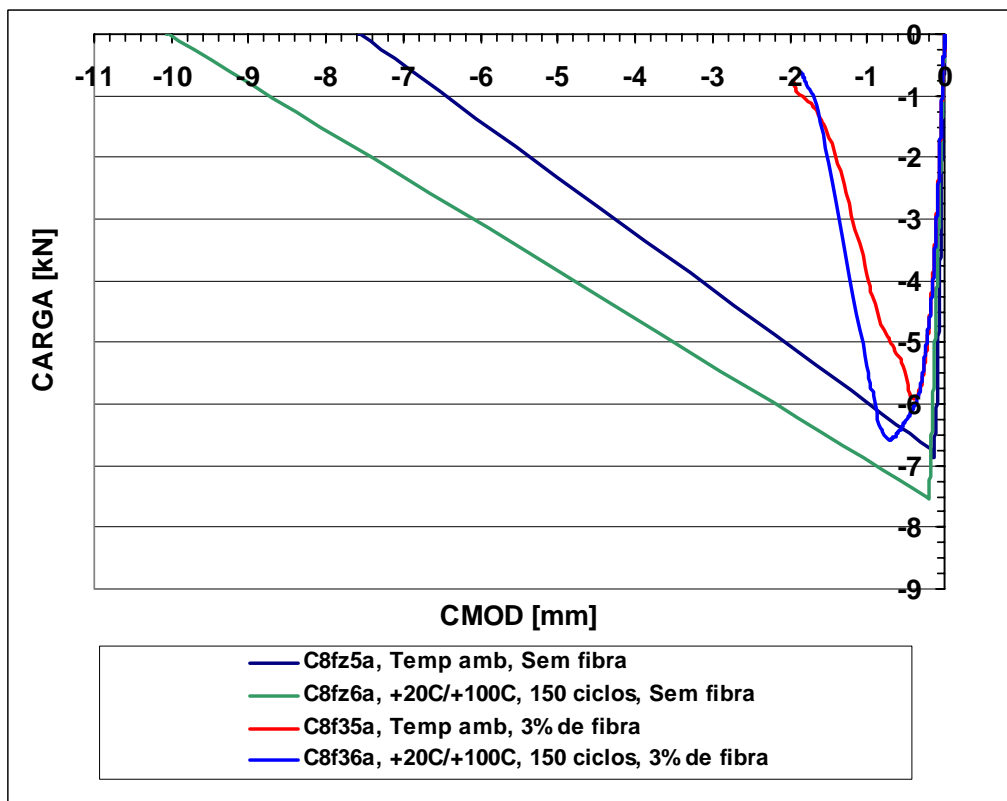
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,56$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



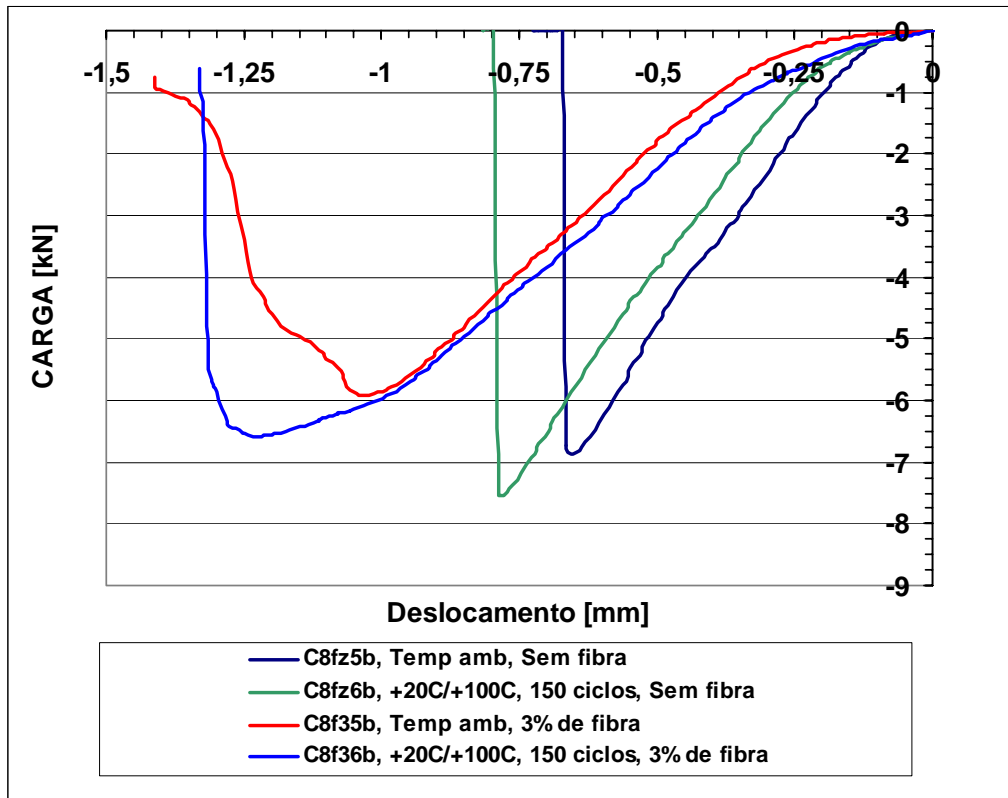
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,76$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



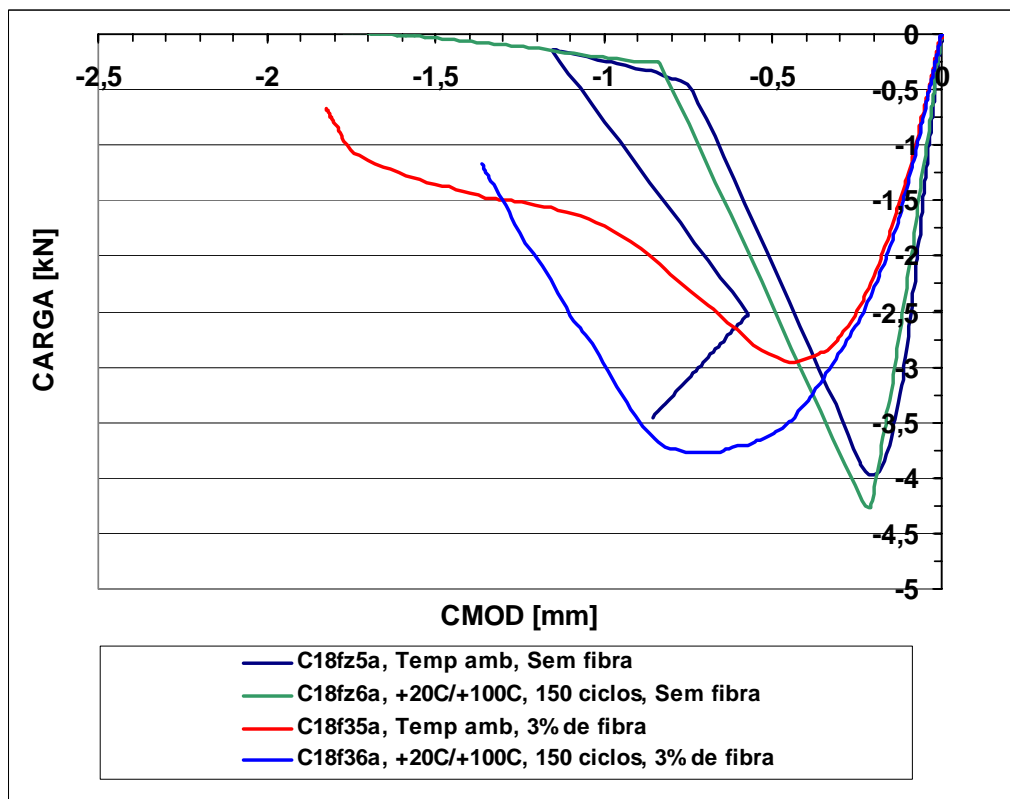
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,76$) dos provetes com entalhe recto, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



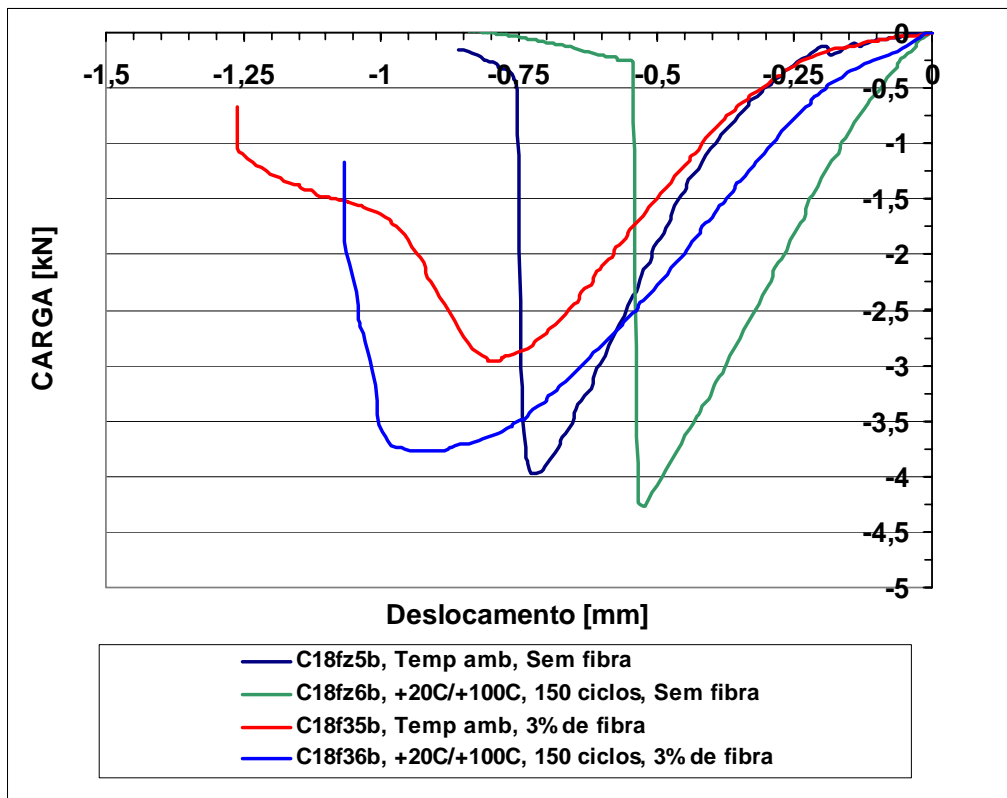
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



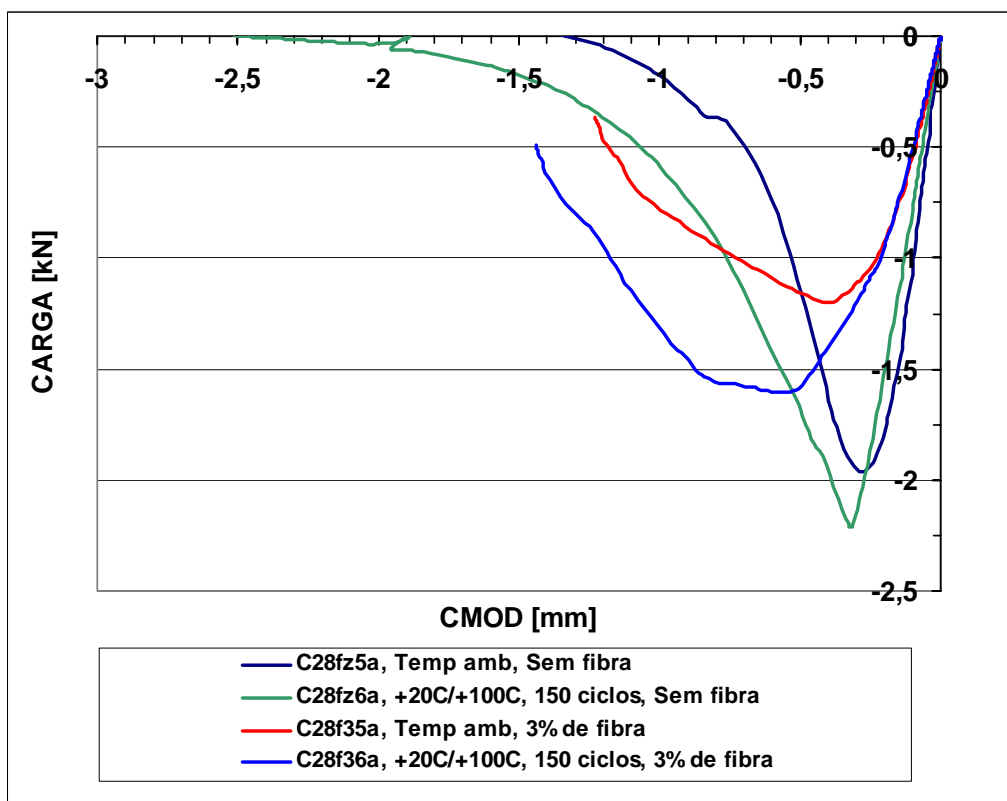
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



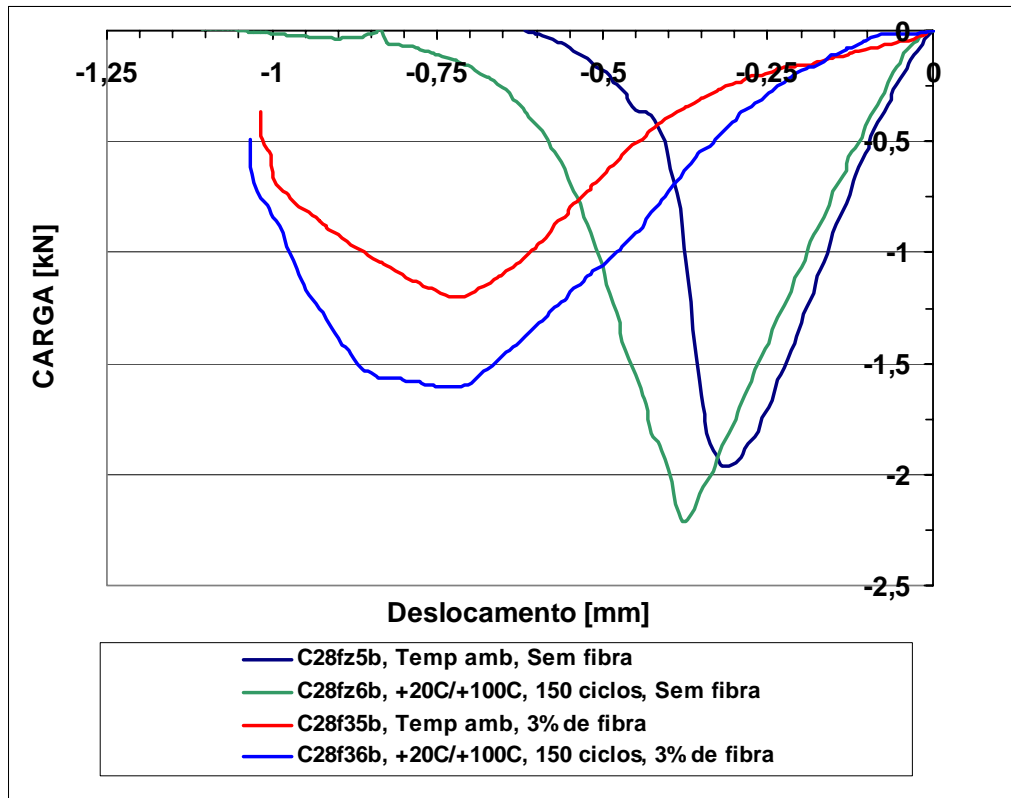
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,36$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



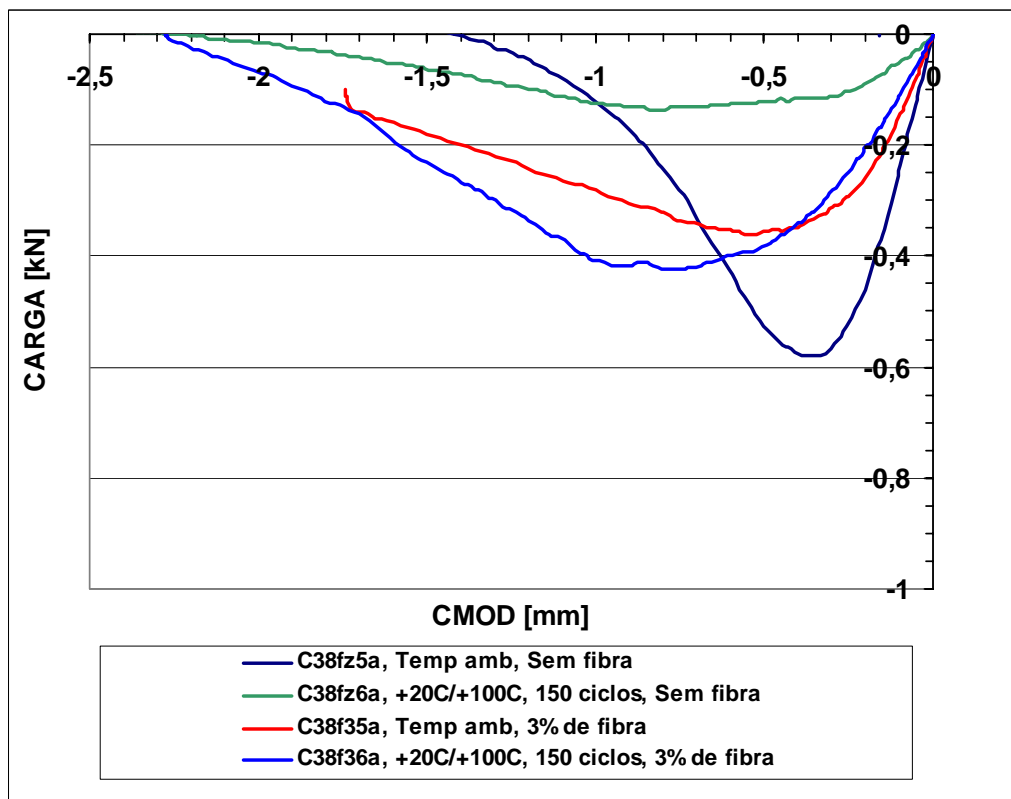
Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,36)$ dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



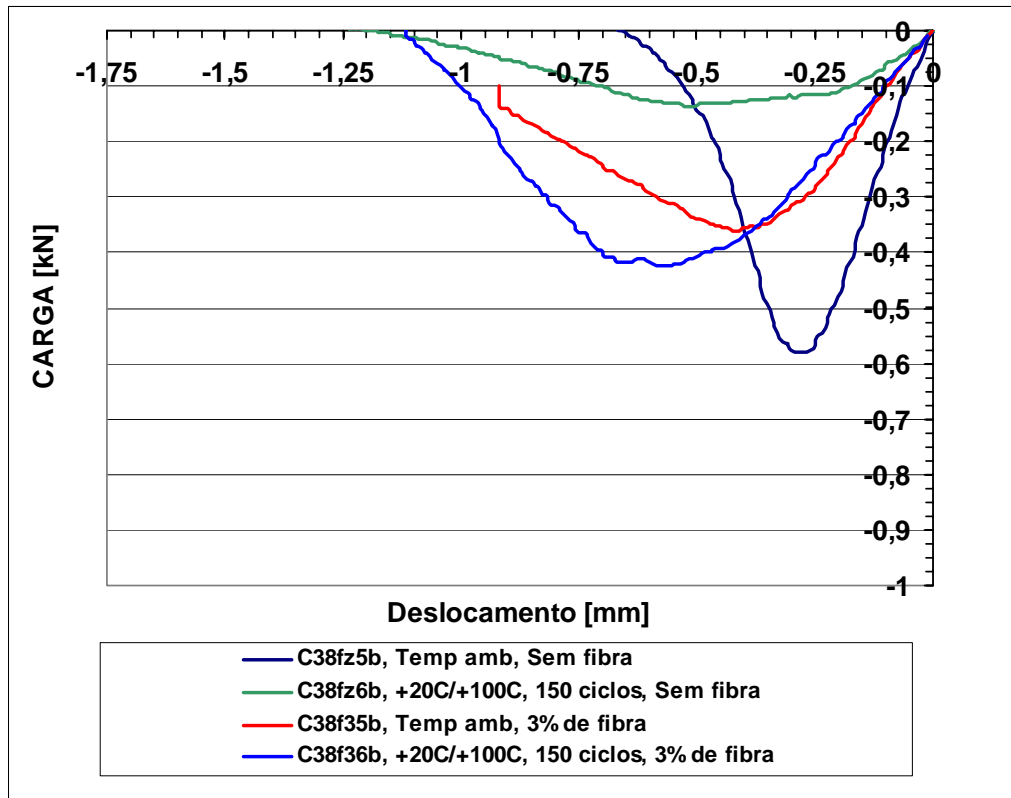
Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



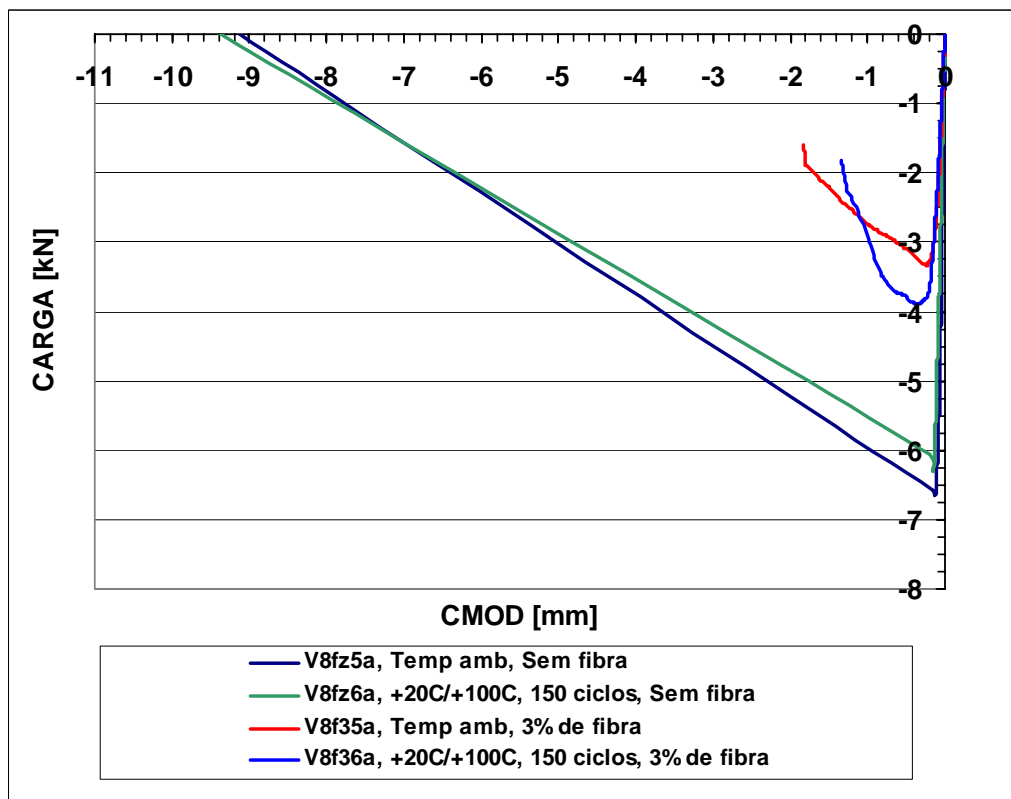
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,56$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



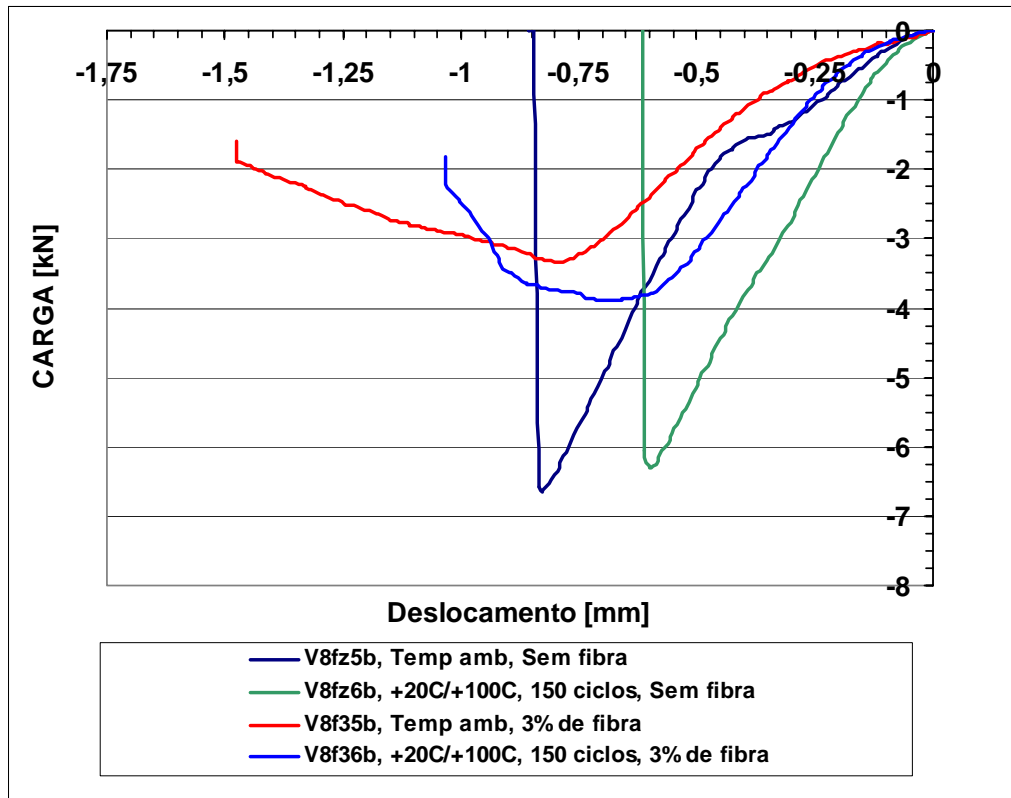
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,76$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



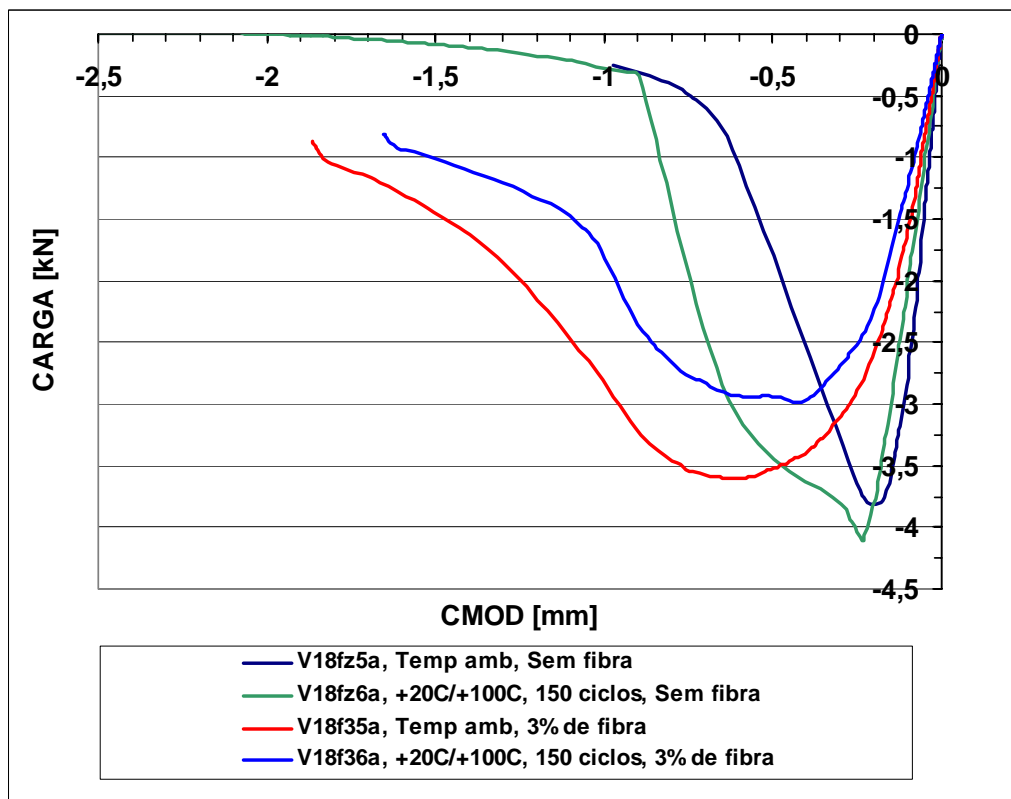
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,76$) dos provetes com entalhe circular, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



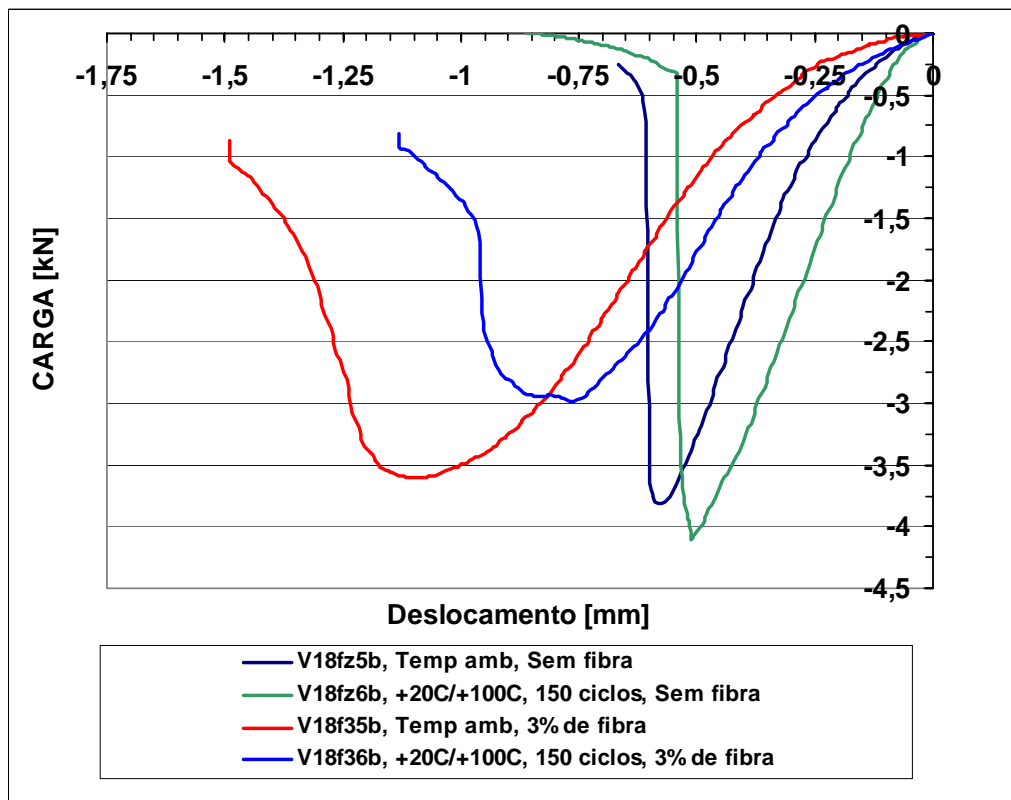
Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



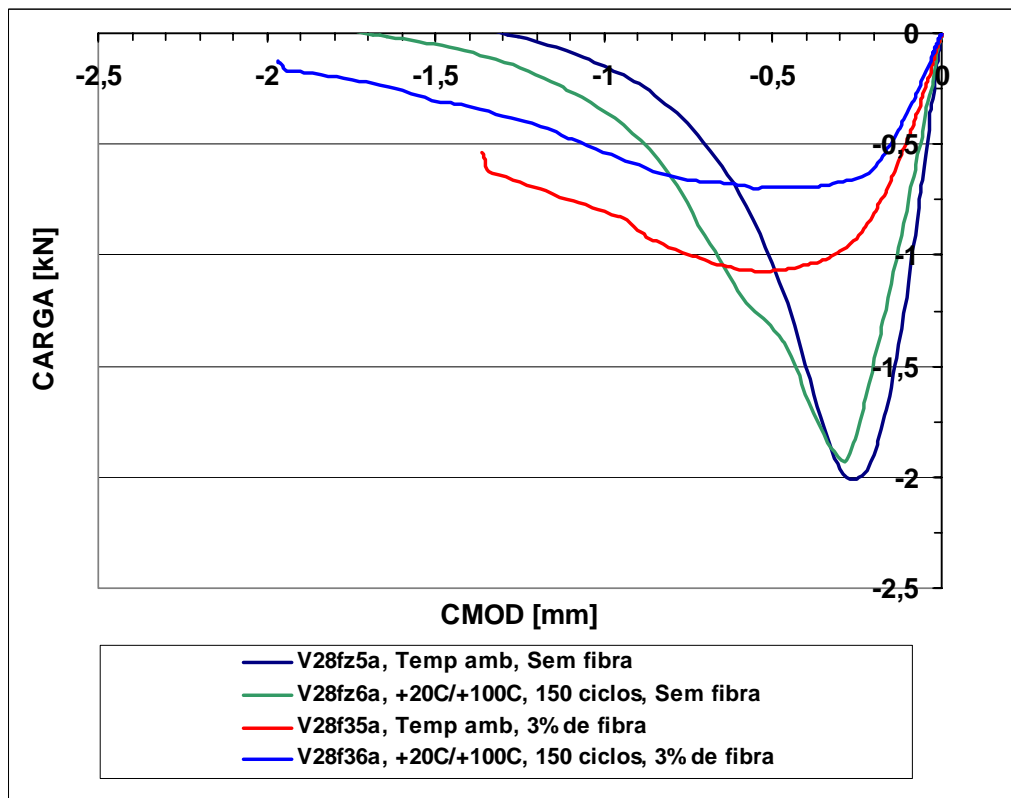
Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,16$) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



Curvas carga versus CMOD para a relação ($a/d = 0,36$) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.

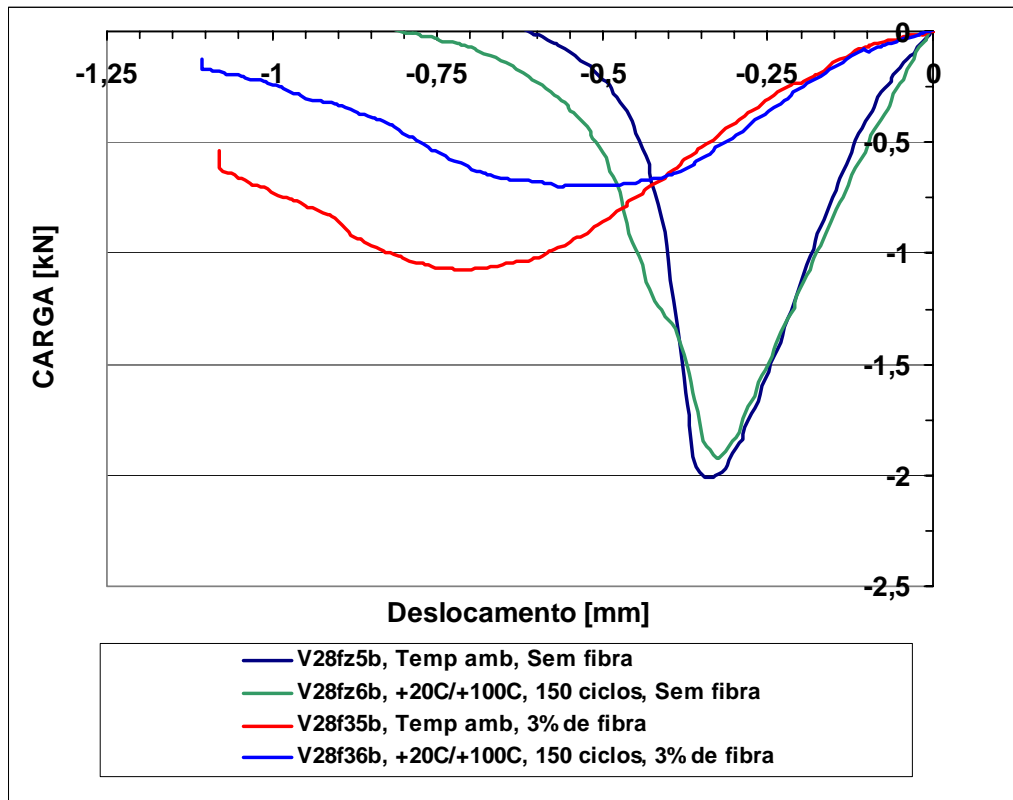


Curvas carga versus deslocamento para a relação $(a/d = 0,36)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.

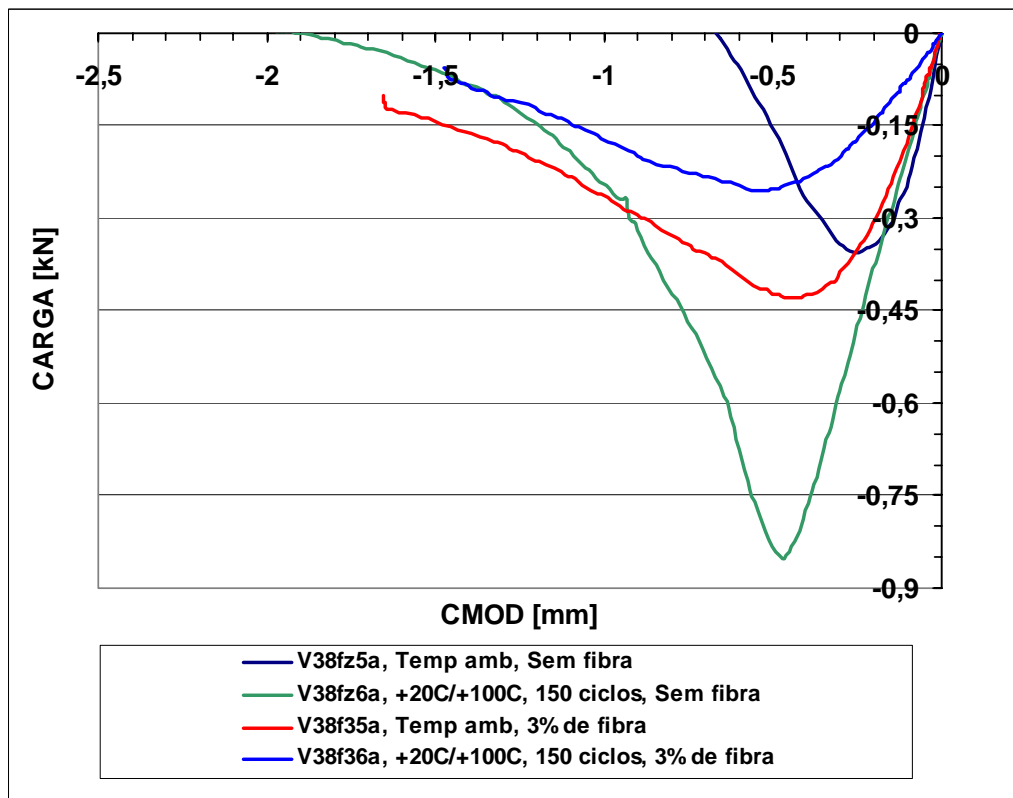


Curvas carga versus CMOD para a relação $(a/d = 0,56)$ dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.

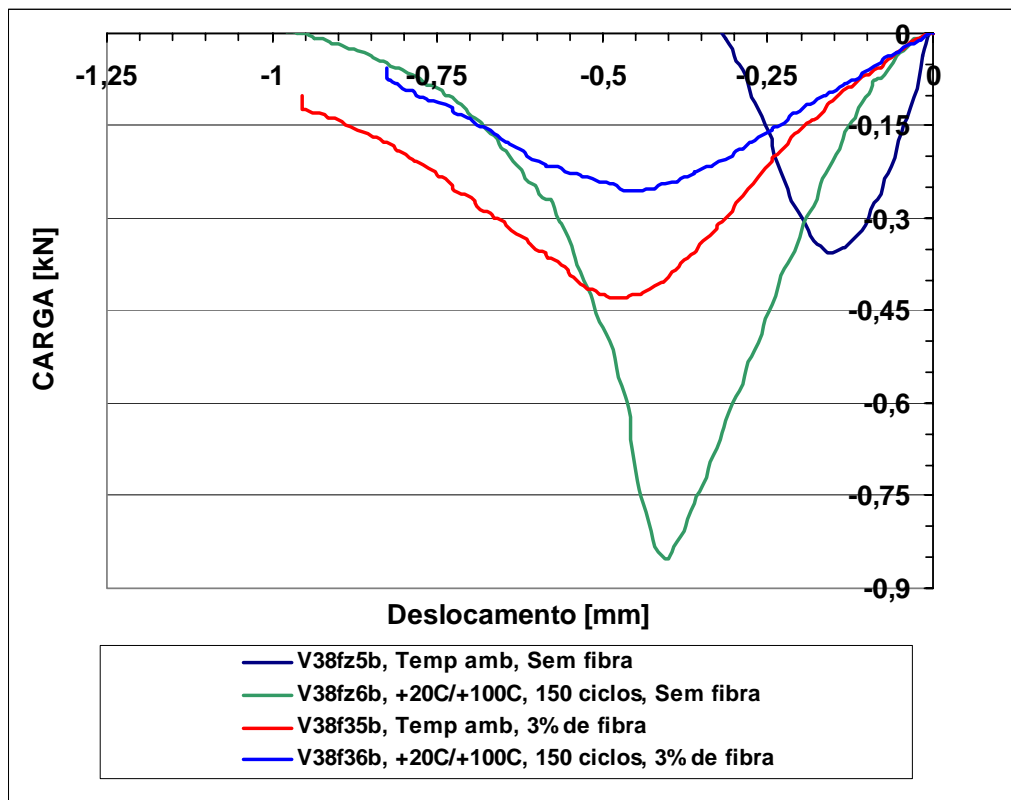
Curvas carga vs. CMOD e vs. deslocamento



Curvas carga versus deslocamento para a relação (a/d = 0,56) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



Curvas carga versus CMOD para a relação (a/d = 0,76) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.



Curvas carga versus deslocamento para a relação ($a/d = 0,76$) dos provetes com entalhe em V, sem fibra e com 3% de fibra, nas diferentes condições ambientais.