



Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia
Mestre em Engenharia de Estruturas

**COMPORTAMENTO E MODELAÇÃO DA
LIGAÇÃO GFRP/BETÃO EM
ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO
EXPOSTOS A AMBIENTES
AGRESSIVOS**

Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil

Orientador: Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva,
Professor Catedrático, FCT/UNL
Co-orientador: Carlos Manuel Chastre Rodrigues,
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Nunes dos Santos

Arguentes: Prof. Doutor José Sena Cruz

Prof. Doutor Luís Filipe Pereira Juvandes

Prof. Doutor António José da Silva Costa

Vogais: Prof.a Doutora Ildi Cismasiu

Prof. Doutor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva

Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

Copyright Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia, FCT/UNL e UNL.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

COMPORTAMENTO E MODELAÇÃO DA LIGAÇÃO GFRP/BETÃO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXPOSTOS A AMBIENTES AGRESSIVOS

Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia

Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil,
na Especialidade de Estruturas pela Universidade Nova de Lisboa

Orientador Científico: Professor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva
Co-Orientador Científico: Professor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Nunes dos Santos
Arguentes: Prof. Doutor José Sena Cruz
Prof. Doutor Luís Filipe Pereira Juvandes
Prof. Doutor António José da Silva Costa

Vogais: Prof.a Doutora Ildi Cismasiu
Prof. Doutor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva
Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

Julho de 2012

COMPORTAMENTO E MODELAÇÃO DA LIGAÇÃO GFRP/BETÃO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXPOSTOS A AMBIENTES AGRESSIVOS

RESUMO

O presente trabalho incide sobre a degradação da ligação GFRP/betão devido à exposição a agentes ambientais. A motivação para a realização deste estudo surge com o aumento do número de reforços de estruturas através da aplicação de materiais compósitos de matriz polimérica para os quais, por terem um período ainda curto de aplicação, é ainda desconhecido o desempenho das ligações FRP/betão a longo prazo. Em particular, o real conhecimento do desempenho destas ligações quando expostas às adversidades ambientais tais como ambientes salinos, húmidos ou secos, gelo/degelo ou a temperaturas altas (próximas de T_g) é ainda deficiente. Acresce-se maior motivação dada a localização do território português, no qual diversas regiões possuem importantes amplitudes térmicas ou ambientes salinos.

A aplicação dos compósitos de FRP em vigas de betão armado proporciona um aumento substancial na sua ductilidade e resistência última. No entanto, no reforço de vigas de betão armado, as capacidades dos compósitos de FRP não são alcançadas deixando por mobilizar muito material aquando do seu descolamento das superfícies coladas de betão. A análise e compreensão dos desempenhos dos compósitos de FRP e da ligação tornam necessária a definição de critérios de ruptura que possam estimar o descolamento prematuro dos compósitos de FRP. Tais critérios têm sido implementados em programas comerciais de cálculo automático ajudando o projectista a estimar as resistências últimas dos elementos estruturais de betão armado reforçados com compósitos de FRP.

Neste trabalho foram realizados ensaios de corte duplo de provetes cúbicos de betão colados com compósito de GFRP. Mantendo o mesmo comprimento de colagem de cerca de 150mm, foram estudados outros parâmetros tais como os efeitos da imposição de tensões normais de compressão (perpendiculares à superfície de colagem), das exposições a ciclos de nevoeiro salino, a ciclos de marés (seco/molhado), a ciclos de temperatura entre +7,5°C a +47,5°C e entre -10°C a +30°C. Os resultados permitiram constatar que, na ruptura, a ligação tem um comportamento segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pelo que, foram determinados os ângulos de atrito interno e coesões da ligação para as diferentes condições ambientais.

Realizaram-se também 47 ensaios à flexão de vigas de betão armado sendo que 3 vigas têm dimensões mais similares à reais e as restantes vigas de secção rectangular de menores dimensões com o propósito de analisar a degradação da aderência entre o compósito de GFRP e o betão. Para os diferentes agentes ambientais, diversos parâmetros foram estudados e comparados com a situação de referência (sem qualquer envelhecimento acelerado) tais como a tensão de aderência máxima da ligação, a força máxima transmitida ao compósito de GFRP, a extensão máxima, os deslocamentos relativos entre materiais e a energia de fractura.

Recorreu-se a um programa de cálculo que permitiu modelar a ligação GFRP/betão e cujos resultados numéricos foram comparados com os experimentais. Propõem-se ainda metodologias de cálculo para estimar o descolamento do compósito de GFRP e cujos resultados são ainda comparados com algumas normas ou códigos internacionais.

BEHAVIOUR AND MODELING OF GFRP-TO-CONCRETE INTERFACES OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS EXPOSED TO AGGRESSIVE ENVIRONMENTS

ABSTRACT

The present work focus in the degradation of the GFRP-to-concrete interface due to environmental exposure. The motivation of the study lies on the fact that several structures have been retrofitted or reinforced with FRP composites and, due to the short period of their application, the long-term performance of the FRP-to-concrete interfaces is still unknown. In particular, the knowledge of the performance of those interfaces is very deficient when submitted to environmental severe conditions like the presence of salt, wet and dry conditions, freeze and thaw cycles, high temperatures (close to T_g), etc.. In addition, the motivation of the study lies on the fact that many regions of the Portuguese territory have high temperature range and/or salted environment.

The application of FRP composites in reinforced concrete (RC) beams provides a substantial increase in their ductility and ultimate strength. However, the strength of FRP composites in RC beams is not reached and a lot of material is not mobilized when FRPs debond from concrete. The analysis and understanding of the performance of the FRP composites and the FRP-to-concrete interfaces is important and lead to the necessity of defining rupture criteria that can estimate the premature debonding of the FRP composite from concrete. Some of these criteria have been implemented in commercial codes helping engineers to estimate the ultimate strengths of RC structures reinforced with FRP composites.

In the present study, 79 double shear tests were performed with GFRP composites bonded to concrete cubes. The same bonded length of 150mm was used in all tests and different parameters like normal stress (perpendicular to the bonded surface), exposure to salt fog cycles, wet/dry cycles, temperature cycles between +7,5°C and +47,5°C and between -10°C and +30°C were analysed. The results allowed to verify that the interface behaves according to the Mohr-Coulomb rupture criterion and therefore, values for internal friction angle and cohesion were quantified for all environmental conditions herein studied.

The present work, 47 tests with RC beams being 3 of them T-beams with realistic dimensions were also tested and analysed. With the objective of analysing the degradation of the bond between GFRP composites and concrete, the other 44 beams have rectangular section and small dimensions. Several aspects were studied for the environmental conditions and were compared with the control specimens. Essentially, the parameters studied were maximum bond stress, maximum load transmitted to GFRP, maximum strain, relative displacements between materials (slip) and fracture energy.

A commercial code was used and allowed the modelling of the GFRP-to-concrete interface. The results were compared with those obtained from the experiments. Some proposals were also made in order to determine the condition for the GFRP debonding

from the concrete surface and the results were compared with some international rules or codes.

Palavras-chave

Keywords

Betão armado; Reforço estrutural à flexão; Aderência; Fibras de vidro; Compósitos de GFRP colados exteriormente; Envelhecimento artificial; Durabilidade; Energia de fractura; Tensão de aderência; Análise experimental; Análise computacional.

Reinforced concrete; Flexural reinforcement strengthening; Bond; Externally bonded GFRP; Artificial ageing; Durability; Fracture energy; Bond stress; Experimental analysis; Computational analysis.

Ao meu filho, Tiago Biscaia

Agradecimentos

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do Projecto DUST-PTDC/ECM/100538/2008, financiado pela Fundação da Ciência e Tecnologia, apoio que agradeço bem como à FCT/UNL pelos meios colocados à minha disposição.

Muitas foram as pessoas que me acompanharam durante esta caminhada longa e de muita persistência, que por vezes se confundiu com a teimosia e a carolice, para conseguir atingir os objectivos a que me propus alcançar. Por isso, e por que tenho a perfeita consciência de que sozinho não o teria conseguido realizar, não posso pois deixar de prestar aqui a minha mais sincera gratidão, admiração e respeito por todos aqueles que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a concretização deste trabalho.

Em primeiro lugar, ao mentor deste trabalho o professor Manuel Gonçalves da Silva, meu orientador científico, pelo seu apoio incansável e amizade incondicional, pela disponibilização de parte da bibliografia utilizada, pelo acompanhamento permanente, revisões críticas, vastos conhecimentos e inúmeros conselhos amigos que sempre me transmitiu.

Ao professor Carlos Chastre Rodrigues, quero expressar o meu profundo agradecimento pelo constante e incansável interesse manifestado durante todas as fases deste trabalho. A sua amizade, estímulo e conhecimentos transmitidos, foram cruciais para a concretização desta tese.

Ao José Gaspar e ao Jorge Silvério, pela valiosíssima ajuda na preparação de todos os provetes de betão armado e ensaios realizados.

Ao José Carlos Fitas, ao Eduardo Matos e ao Joel Lourenço pela ajuda desinteressada e companheirismo que manifestaram aquando da realização do corte, moldagem e armação das armaduras das vigas de betão armado.

Manifesto igualmente a minha gratidão às empresas que de forma desinteressada deram o seu contributo para a concretização dos ensaios experimentais realizados através da cedência de alguns materiais utilizados:

- À Betecna, na pessoa do Eng.º Luís Moreira pela disponibilidade e efectiva prontidão com que realizaram a betonagem de todos os provetes utilizados neste trabalho.
- À Fapricela, na pessoa do Sr. Luís Fortes e do Eng.º João Diogo pela forma célere e pronta com que disponibilizaram os varões de aço de diâmetro 4 mm utilizados nas vigas de betão armado de secção rectangular.

- À Peri pelas cofragens que cederam para a betonagem das vigas de betão armado de secção transversal em T.
- À Sopromad pelas cofragens em solho que cederam para a betonagem das vigas de betão armado de secção rectangular e das peças de betão para os ensaios de corte.

Não posso esquecer as funcionárias do secretariado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, D.^a Maria da Luz e Carla Figueiredo, o meu agradecimento pelo acolhimento, carinho e colaboração prestada.

Queria ainda agradecer, de uma forma mais particular e carinhosa, aos meus pais Alberto Biscaia e Emília Charrinho Biscaia, pelo incondicional apoio, incentivo e compreensão que sempre me dispensaram ao longo destes anos. A eles, queria ainda agradecer a ajuda na revisão do texto.

Por último, mas não menos importante, à minha esposa Cláudia, pelo amor, incentivo e equilíbrio que sempre me transmitiu, apesar de lhe ter dedicado menos tempo nestes últimos anos. A ela, gostaria de lhe agradecer ainda a preciosa ajuda na revisão do texto e na realização e melhoria de algumas figuras.

Dedico este trabalho à memória da minha avó materna Henriqueta Rufino Charrinho.

Índice do texto

Palavras-chave	xii
Agradecimentos	xv
Índice do texto	xviii
Índice de figuras	xxviii
Índice de tabelas	xli
Simbologia	xlvi
Notações escalares latinas.....	xlvi
Notações escalares gregas.....	xlviii
Acrónimos e outras abreviaturas.....	1
Provetes experimentais	li
1. Introdução	1
1.1. Considerações gerais.....	1
1.2. Objectivos da tese	5
1.3. Organização da tese.....	7
2. Revisão bibliográfica sobre o desempenho e a modelação da ligação FRP/betão	9
2.1. Introdução.....	9
2.2. Modos de fractura.....	11
2.3. Leis constitutivas de materiais frágeis.....	11
2.3.1. Comportamento frágil do betão.....	13
2.3.2. Interfaces FRP/betão	18
2.3.2.1. Determinação da energia de fractura	19
Determinação experimental de G_F^I	19
Determinação experimental de G_F^{II}	22
2.4. Ensaio de aderência	25
2.4.1. Ensaio de <i>Pull-off</i>	25
2.4.2. Ensaio de arrancamento.....	28
2.4.3. Ensaio de flexão de Ueda e Dai [4]	29
2.4.4. Ensaio com o compósito de FRP envolvido pelo betão	30
2.4.5. Ensaio de corte simples e de corte duplo.....	30
2.4.6. Ensaio de tracção com dois blocos de betão.....	38
2.4.7. Ensaio de viga de BA com fenda a meio vão	39

2.4.8.	Ensaio de viga de BA com rótula a meio-vão	41
2.4.9.	Ensaio de viga invertida com perfil metálico	42
2.5.	Caracterização e comportamento da ligação FRP/betão.....	43
2.5.1.	Relações de equilíbrio	47
2.5.2.	Lei <i>bond-slip</i> do tipo linear ascendente	49
2.5.2.1.	Distribuição dos deslizamentos	51
2.5.2.2.	Distribuição das extensões.....	52
2.5.2.3.	Distribuição das tensões longitudinais	53
2.5.2.4.	Distribuição das tensões de aderência	53
2.5.2.5.	Determinação da força máxima de ancoragem	53
	Relações energéticas.....	54
2.5.3.	Determinação da força máxima transmitida ao compósito de FRP	56
2.5.4.	Determinação do comprimento de transferência.....	58
2.6.	Modelação numérica.....	59
2.6.1.	Modelos discretos de fendas (DCM).....	60
2.6.2.	Modelos de distribuição contínua de fendas (SCM).....	61
2.6.3.	Modelação com elementos finitos de interface.....	63
2.6.4.	Diferenças finitas	65
2.7.	Efeito do tratamento da superfície numa ligação FRP/betão	66
2.8.	Durabilidade da ligação FRP/betão	69
2.8.1.	Exposição a água pura	70
2.8.2.	Exposição a soluções químicas	71
2.8.3.	Exposição a ciclos de temperatura	73
2.8.4.	Envelhecimento em ambiente laboratorial <i>vs.</i> ambiente real: Teoria de Arrhenius	75
2.9.	Visão global das normas ou códigos	78
2.9.1.	Força máxima transmitida ao compósito de FRP.....	78
2.9.2.	Comprimento de transferência	80
2.9.3.	Tensões de aderência máximas.....	82
2.9.4.	Durabilidade.....	82
3.	Programa experimental e caracterização dos materiais	87
3.1.	Introdução	87
3.2.	Preparação dos provetes de betão armado.....	89
3.3.	Programa de ensaios	91
3.4.	Aço.....	93
3.5.	Betão.....	95
3.6.	Compósitos de GFRP.....	99
3.7.	Programa de envelhecimento acelerado	101
3.7.1.	Ciclos de nevoeiro salino	102
3.7.2.	Ciclos de marés de água salina	103
3.7.3.	Ciclos de temperatura	104
3.8.	Efeitos do envelhecimento acelerado	105
3.8.1.	Betão	106
3.8.1.1.	Efeito dos ciclos de nevoeiro salino.....	107
3.8.1.2.	Efeito dos ciclos de marés	108
3.8.1.3.	Efeito dos ciclos de temperatura (+7,5°C a +47,5°C)	109
3.8.1.4.	Efeito dos ciclos de temperatura (-10°C a +30°C).....	110

3.8.2.	Compósitos de GFRP	111
3.8.2.1.	Efeito dos ciclos de nevoeiro salino	111
3.8.2.2.	Efeito dos ciclos de marés	114
3.8.2.3.	Efeito dos ciclos de temperatura (+7,5°C a +47,5°C).....	117
3.8.2.4.	Efeito dos ciclos de temperatura (-10°C a +30°C)	120
4.	Ensaaios de corte duplo	123
4.1.	Introdução.....	123
4.2.	Considerações analíticas	123
4.3.	Programa de ensaios	129
4.4.	Ensaaios experimentais.....	132
4.4.1.	Provetes de referência.....	132
4.4.2.	Ciclos de nevoeiro salino	135
4.4.3.	Ciclos de marés.....	137
4.4.4.	Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C.....	138
4.4.5.	Ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C.....	140
4.5.	Análise e interpretação de resultados.....	141
4.5.1.	Forças e deslocamentos máximos	141
4.5.2.	Tensões de aderência médias e máximas.....	147
4.5.3.	Energia de fractura do Modo II.....	149
4.5.4.	Extensões máximas	151
4.5.5.	Envolvente de ruptura.....	152
4.6.	Modelo de cálculo da envolvente de ruptura.....	155
4.6.1.	Efeitos do envelhecimento acelerado	160
4.7.	Comparação com as normas ou códigos	167
5.	Ensaaios de vigas de secção rectangular exteriormente reforçadas com compósito de GFRP	171
5.1.	Introdução.....	171
5.2.	Considerações analíticas	171
5.2.1.	Tensões de aderência na ligação	172
5.2.2.	Tensões longitudinais no compósito de FRP	173
5.2.3.	Tensões normais no compósito de FRP.....	173
5.3.	Programa de ensaios	182
5.3.1.	Preparação das vigas de secção rectangular	182
5.3.2.	Sistema de ensaio e aquisição de dados.....	182
5.4.	Ensaaios experimentais.....	185
5.4.1.	Vigas de referência.....	185
5.4.1.1.	Diagramas força-deslocamento	185
5.4.1.2.	Deformadas	187
5.4.1.3.	Tensões de aderência	188
5.4.1.4.	Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP	190
5.4.1.5.	Modos de ruptura.....	192
5.4.2.	Ciclos de nevoeiro salino	193
5.4.2.1.	Diagramas carga-deslocamento	194
5.4.2.2.	Tensões de aderência	194
5.4.2.3.	Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP	195
5.4.2.4.	Modos de ruptura.....	196

5.4.3.	Ciclos de marés	197
5.4.3.1.	Diagramas carga-deslocamento.....	197
5.4.3.2.	Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP	198
5.4.3.3.	Tensões de aderência.....	199
5.4.3.4.	Modos de ruptura	199
5.4.4.	Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C	200
5.4.4.1.	Diagramas carga-deslocamento.....	201
5.4.4.2.	Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP	202
5.4.4.3.	Tensões de aderência.....	203
5.4.4.4.	Modos de ruptura	204
5.4.5.	Ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C	204
5.4.5.1.	Diagramas carga-deslocamento.....	205
5.4.5.2.	Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP	206
5.4.5.3.	Tensões de aderência.....	207
5.4.5.4.	Modos de ruptura	207
5.5.	Análise e interpretação de resultados	208
5.5.1.	Determinação das forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP	208
5.5.2.	Tensões de aderência médias e máximas	213
5.5.3.	Determinação das leis de <i>bond-slip</i>	219
5.5.3.1.	Método proposto por Ueda e Dai (2004) [30].....	220
5.5.3.2.	Método seguido por Ferracuti (2006) [63]	222
5.5.3.3.	Resultados experimentais	224
5.5.4.	Energia de fractura do Modo II	227
5.5.5.	Distribuição das tensões normais	230
5.5.6.	Distribuição das extensões e tensões longitudinais no GFRP	232
6.	Ensaios de vigas de secção transversal em T exteriormente reforçadas com compósitos de GFRP.....	235
6.1.	Introdução	235
6.2.	Considerações iniciais.....	235
6.2.1.	Mecanismo de ruptura do tipo 1	236
6.2.2.	Mecanismo de ruptura do tipo 2	236
6.2.2.1.	Situação em que $s_{rm} \geq 2L_t$ em região de momento flector constante	237
6.2.2.2.	Situação em que $s_{rm} < 2L_t$ em região de momento flector constante	238
6.2.2.3.	Situação em que $s_{rm} \geq 2L_t$ em região de momento flector variável..	238
6.2.2.4.	Situação em que $s_{rm} < 2L_t$ em região de momento flector variável..	239
6.2.3.	Cálculo do espaçamento médio entre fendas	240
6.3.	Programa de ensaios.....	242
6.3.1.	Preparação das vigas de secção em T	242
6.3.2.	Sistema de ensaio e aquisição de dados	243
6.4.	Ensaios experimentais	246
6.4.1.	Ensaio de referência de viga em T.....	246
6.4.2.	Ensaio monotónico da viga em T de BA com 2 camadas de compósito de GFRP.....	248
6.4.3.	Ensaio cíclico da viga em T de BA com 2 camadas de compósito de GFRP.....	254
6.5.	Análise e interpretação de resultados	2588

6.5.1.	Comportamento força <i>vs.</i> deslocamento.....	258
6.5.1.1.	Fase I – Regime elástico	259
6.5.1.2.	Fase II – Regime de pós-fendilhação	260
6.5.1.3.	Fase III – Regime de pós-cedência	262
6.5.1.4.	Fase IV – Regime de pós-ruptura.....	264
6.5.2.	Deslocamentos.....	265
6.5.3.	Extensões no compósito de GFRP.....	266
6.5.4.	Estimativa dos efeitos do envelhecimento acelerado.....	269
7.	Modelação computacional.....	275
7.1.	Introdução.....	275
7.2.	Modelo de fendas em banda baseado na energia de fractura	276
7.2.1.	Modelo de fendilhação fixo	277
7.2.2.	Modelo de fendilhação rotativo	278
7.2.3.	Relações tensão-extensão no betão	279
7.2.3.1.	Tracção antes da fendilhação.....	280
7.2.3.2.	Tracção após a fendilhação	280
7.2.3.3.	Compressão pré-pico	281
7.2.3.4.	Compressão pós-pico.....	282
7.2.4.	Critério de ruptura de tensão biaxial do betão	284
7.2.4.1.	Ruptura compressiva.....	284
7.2.4.2.	Ruptura em tracção	285
7.2.5.	Resistência à compressão do betão fendilhado.....	286
7.2.6.	Parâmetros dos modelos constitutivos adoptados.....	287
7.2.7.	Fractura plástica	287
7.3.	Descrição dos modelos.....	288
7.3.1.	Provetes submetidos ao corte	288
7.3.2.	Vigas submetidas à flexão.....	289
7.4.	Modelação da ligação GFRP/betão.....	290
7.5.	Apresentação e análise de resultados	293
7.5.1.	Forças e deslocamentos	293
7.5.1.1.	Provetes submetidos ao corte	293
7.5.1.2.	Vigas de secção rectangular	294
7.5.1.3.	Vigas de secção transversal em T.....	296
7.5.2.	Extensões no compósito de GFRP.....	298
7.5.2.1.	Provetes submetidos ao corte	298
7.5.2.2.	Vigas de secção rectangular	300
7.5.2.3.	Vigas de secção transversal em T.....	302
7.5.3.	Determinação das leis de <i>bond-slip</i>	304
7.5.3.1.	Provetes submetidos ao corte	304
7.5.3.2.	Vigas de secção rectangular	306
7.5.4.	Tensões de aderência máximas	307
7.5.4.1.	Provetes submetidos ao corte	307
7.5.4.2.	Vigas de secção rectangular	310
7.5.4.3.	Vigas de secção transversal em T.....	311
7.5.5.	Distribuição das tensões longitudinais	316
7.5.5.1.	Provetes submetidos ao corte	316
7.5.5.2.	Vigas de secção rectangular	316

7.5.5.3.	Vigas de secção transversal em T	317
7.5.6.	Distribuição das tensões normais	320
7.5.6.1.	Provetes submetidos ao corte.....	320
7.5.6.2.	Vigas de secção rectangular.....	322
7.5.6.3.	Vigas de secção transversal em T	324
7.6.	Análise paramétrica	324
7.6.1.	Dimensão da malha de elementos finitos.....	324
7.6.2.	Lei <i>bond-slip</i> da ligação aço/betão	327
7.6.3.	Influência do tipo de fendilhação no betão.....	329
7.6.4.	Influência da área de armadura de aço e do vão de corte	331
7.6.5.	Efeito dos envelhecimentos.....	333
8.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	337
8.1.	Conclusões.....	338
8.1.1.	Materiais.....	338
8.1.1.1.	Compósito de GFRP	338
8.1.1.2.	Betão.....	339
8.1.2.	Ensaio de corte duplo	339
8.1.2.1.	Ligação GFRP/betão	339
8.1.2.2.	Modelo de cálculo para a determinação da envolvente de ruptura.....	340
8.1.3.	Vigas de secção rectangular	341
8.1.3.1.	Modo de ruptura.....	341
8.1.3.2.	Extensões máximas no compósito de GFRP	341
8.1.3.3.	Tensões de aderência máxima.....	342
8.1.3.4.	Leis de <i>bond-slip</i>	342
8.1.3.5.	Distribuição das tensões no compósito de GFRP	343
8.1.4.	Reforço de vigas de secção em T	343
8.1.4.1.	Diagrama força <i>vs.</i> deslocamento a meio vão	343
8.1.4.2.	Distribuição das tensões no compósito de GFRP	344
8.1.4.3.	Extensões máximas no compósito de GFRP	345
8.1.5.	Modelação computacional da ligação GFRP/betão.....	345
8.1.5.1.	Ensaio de corte duplo	345
8.1.5.2.	Vigas de secção rectangular.....	346
8.1.5.3.	Vigas de secção em T.....	348
8.2.	Desenvolvimentos futuros	349
APÊNDICE A. Alteração da resposta da ligação FRP/betão decorrente da lei de <i>bond-slip</i>.....		351
A.1.	Introdução	351
A.2.	Lei <i>bond-slip</i> do tipo constante.....	352
A.3.	Lei <i>bond-slip</i> do tipo linear descendente.....	355
APÊNDICE B. Modelação numérica da ligação FRP/betão com recurso ao Método das Diferenças Finitas (MDF)		359
B.1.	Introdução	359
B.2.	Reforço exterior de estruturas por intermédio de compósitos de FRP.....	360
B.3.	Resolução do problema não linear por diferenças finitas	361
B.3.1.	Problema tipo	361
B.3.2.	Função de aproximação de Popovics.....	364

B.3.3.	Influência do parâmetro n_P na modelação da ligação FRP/betão.....	367
B.4.	Notas finais.....	372
APÊNDICE C. Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de envelhecimento		375
C.1.	Introdução.....	375
C.2.	Ensaio de corte.....	376
C.2.1.	Ciclos de nevoeiro salino	376
C.2.2.	Ciclos de marés.....	378
C.2.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	381
C.2.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	382
C.3.	Vigas de secção rectangular	385
C.3.1.	Sem reforço exterior	385
C.3.2.	Referência	385
C.3.3.	Ciclos de nevoeiro salino	387
C.3.4.	Ciclos de marés.....	389
C.3.5.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	391
C.3.6.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	393
APÊNDICE D. Gráficos de tensão de compressão lateral vs. força de corte ...		395
D.1.	Introdução.....	395
D.2.	Provetes de referência	395
D.3.	Provetes submetidos a envelhecimento	396
D.3.1.	Ciclos de nevoeiro salino	396
D.3.2.	Ciclos de marés.....	397
D.3.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	398
D.3.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	399
APÊNDICE E. Envolventes de ruptura de Mohr-Coulomb.....		401
E.1.	Introdução.....	401
E.2.	Provetes submetidos a envelhecimento	402
E.2.1.	Ciclos de nevoeiro salino	402
E.2.2.	Ciclos de marés.....	403
E.2.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	404
E.2.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	405
APÊNDICE F. Curvas do modelo dos ensaios de corte		407
F.1.	Introdução.....	407
F.2.	Curvas G_{FII}/L_t vs. f_{ctm}	408
F.3.	Curvas c/f_{ctm} vs. $f_{ctm}/(G_{FII}/L_t)$	409
F.3.1.	Ciclos de nevoeiro salino	409
F.3.2.	Ciclos de marés.....	410
F.3.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	411
F.3.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	412
F.4.	Curvas ϕ vs. f_{cm}	414
F.4.1.	Ciclos de nevoeiro salino	414
F.4.2.	Ciclos de marés.....	414
F.4.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	415
F.4.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	415
F.5.	Incremento da força de ruptura.....	416

F.5.1.	Ciclos de nevoeiro salino	416
F.5.2.	Ciclos de marés	416
F.5.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C	417
F.5.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C	417
APÊNDICE G. Comportamento das vigas de secção rectangular.....		419
G.1.	Introdução	419
G.2.	Comportamento Força-Deslocamento	420
G.2.1.	Ciclos de nevoeiro salino	420
G.2.2.	Ciclos de marés	420
G.2.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C	421
G.2.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C	421
G.3.	Deformadas	422
G.3.1.	Ciclos de nevoeiro salino	422
G.3.1.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	422
G.3.1.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	422
G.3.2.	Ciclos de marés	423
G.3.2.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	423
G.3.2.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	423
G.3.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C	424
G.3.3.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	424
G.3.3.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	424
G.3.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C	425
G.3.4.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	425
G.3.4.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	425
G.4.	Tensões de aderência	426
G.4.1.	Ciclos de nevoeiro salino	426
G.4.1.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	426
G.4.1.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	427
G.4.2.	Ciclos de marés	428
G.4.2.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	428
G.4.2.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	429
G.4.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C	430
G.4.3.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	430
G.4.3.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	431
G.4.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C	432
G.4.4.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	432
G.4.4.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	433
G.5.	Tensões longitudinais	434
G.5.1.	Ciclos de nevoeiro salino	434
G.5.1.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	434
G.5.1.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	435
G.5.2.	Ciclos de marés	436
G.5.2.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	436
G.5.2.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	437
G.5.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C	438
G.5.3.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	438
G.5.3.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	439

G.5.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	440
G.5.4.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	440
G.5.4.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	441
G.6.	Tensões normais.....	442
G.6.1.	Ciclos de nevoeiro salino	442
G.6.1.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	442
G.6.1.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	443
G.6.2.	Ciclos de marés.....	444
G.6.2.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	444
G.6.2.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	445
G.6.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	446
G.6.3.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	446
G.6.3.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	447
G.6.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	448
G.6.4.1.	Vigas com 3000 horas de envelhecimento	448
G.6.4.2.	Vigas com 10000 horas de envelhecimento	449
APÊNDICE H. Determinação das leis de <i>bond-slip</i>		451
H.1.	Introdução.....	451
H.2.	Curvas extensão-deslizamento	452
H.2.1.	Ciclos de nevoeiro salino	452
H.2.2.	Ciclos de marés.....	453
H.2.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	454
H.2.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	455
H.3.	Curvas <i>bond-slip</i>	456
H.3.1.	Ciclos de nevoeiro salino	456
H.3.2.	Ciclos de marés.....	456
H.3.3.	Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.....	457
H.3.4.	Ciclos de temperatura -10°C e +30°C.....	457
APÊNDICE I. Programa de ensaios.....		459
I.1.	Tabelas do Capítulo 3.....	459
I.2.	Tabelas do Capítulo 4.....	462
I.2.1.	Rigidez média	463
I.2.2.	Tensões de aderência média e máximas	465
I.2.3.	Energia de fractura.....	467
I.2.4.	Extensões máximas no compósito de GFRP.....	469
I.2.5.	Ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão.....	471
Referências bibliográficas.....		473

Índice de figuras

Figura 2.1: Modos de fractura. Adaptado de [40].....	10
Figura 2.2: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.	12
Figura 2.3: Gráfico tensão-deslocamento de um provete de betão submetido à tracção. As regiões de (a) até (d) representam as microfendilhações (a) devido a segregações, a tensões de retracção ou a expansões térmicas; (b) a microfendilhações devido ao desenvolvimento de tensões de tracção; (c) a acumulação da microfendilhação; e (d) a transição de microfendilhação para a macrofendilhação. Adaptado de [45].	14
Figura 2.4: (a) Relação tensão-extensão linear do betão antes de atingir-se a FPZ; (b) Relação tensão-COD linear durante a FPZ; (c) Relação tensão-COD bi-linear durante a FPZ; (d) Relação tensão-COD exponencial durante a FPZ.	16
Figura 2.5: (a) Formação da zona de desenvolvimento da fractura (FPZ) atrás da macrofendilhação; (b) Desenvolvimento das tensões de compressão na FPZ; e (c) Adopção de uma abaixamento das extensões na FPZ. Adaptado de [47, 50].	17
Figura 2.6: Modelo da fenda fictícia para o betão: (a) Gráfico tensão-COD; e (b) Zona de fractura com o desenvolvimento de uma fenda.	17
Figura 2.7: Idealização da interface entre dois materiais distintos. Baseado em [60].....	18
Figura 2.8: Esquema do ensaio para determinação da energia de fractura do Modo I. Baseado em [61].	20
Figura 2.9: Gráfico Força-Deslocamento durante o ensaio para obtenção da energia de fractura do modo I. Baseado em [61].	20
Figura 2.10: Esquema do ensaio para determinação da energia de fractura do Modo II.	22
Figura 2.11: Recolha bibliográfica de diferentes esquemas de ensaios para o estudo da aderência entre um compósito de FRP e o betão.	26
Figura 2.12: Equipamento para o ensaio <i>Pull-off</i> (à esquerda) e preparação dos cortes num betão colado com GFRP para colagem das pastilhas metálicas (à direita) [18].	27
Figura 2.13: Ruptura coesiva pelo betão (à esquerda) e ruptura adesiva pela interface entre o adesivo e o betão (à direita) [18].	28
Figura 2.14: Modos de ruptura relatados por Chastre Rodrigues [7] num ensaio de corte duplo onde se fez variar o esquema de aplicação das forças reactivas no bloco de betão.	31
Figura 2.15: Diferentes esquemas de ensaio realizados por Ferracuti [63] e diferentes modos de ruptura associados.	32
Figura 2.16: Ensaio de corte simples utilizado por Faella <i>et al.</i> [84].	34

Figura 2.17: Ensaio de Cao <i>et al.</i> [90].	38
Figura 2.18: Modos de ruptura no ensaio: (a) com pulverização da resina na fibra de carbono (em cima); (b) com aplicação a rolo da resina na fibra de carbono (em baixo à esquerda); e (c) com GFRP [95].	41
Figura 2.19: Ensaio de viga à flexão de 4 pontos com uma fenda a meio-vão seguido por Yashar Khalighi [95].	41
Figura 2.20: Viga com rótula metálica: (i) com recurso a 4 chapas metálicas (à esquerda) [18] e (ii) com recurso a peças metálicas em forma de "T" (à direita) [97].	42
Figura 2.21: Relações tensão de aderência <i>vs</i> deslizamento (τ - <i>s</i>) vulgarmente encontradas na literatura. Adaptado de [102].	45
Figura 2.22: Mecanismo e comportamento experimental da aderência. Adaptado de [107].	46
Figura 2.23: Relação entre a máxima força transmitida ao FRP e o comprimento de colagem.	47
Figura 2.24: Mecanismo de colapso do FRP pela interface entre o reforço e o betão.	47
Figura 2.25: Equilíbrio das tensões na ligação FRP/betão.	48
Figura 2.26: Compatibilização de extensões na ligação FRP/betão.	50
Figura 2.27: Esquema das distribuições no FRP de deslizamentos, extensões, tensões ao longo do comprimento de colagem e tensões de aderência.	52
Figura 2.28: a) e b) Modelo proposto por Shi <i>et al.</i> com elementos finitos de duplo nó. c) e d) Esquema de regeneração da malha de elementos finitos. Baseado em [125].	61
Figura 2.29: Efeito <i>stress-locking</i> : tensões de tracção induzidas ao elemento não fendilhado adjacente. Adaptado de [42].	62
Figura 2.30: Modelos de fendas: (a) discreto; e (b) de distribuição contínua. Adaptado de [46].	63
Figura 2.31: Tratamento de superfície com aplicação exagerada de jacto de areia (à esquerda) e com aplicação apenas para tirar a camada superficial de betão (à direita) [137].	67
Figura 2.32: Superfícies de ruptura dos ensaios de corte com superfície de betão demasiado rugosa (em cima) e com superfície de betão mais plana (em baixo) [137].	68
Figura 2.33: Aspecto final do provete rejeitado por Khalighi [95] com tratamento de superfície por intermédio de martelo pneumático.	69
Figura 2.34: Aspecto final dos modos de ruptura típicos de provetes submetidos ao corte: (a) até à temperatura de 50°C (em cima); e (b) a partir da temperatura de 50°C (em baixo) [148].	74
Figura 2.35: Passos a seguir na estimativa da degradação das propriedades mecânicas a longo prazo de acordo com Dejke [149].	77
Figura 2.36: Representação gráfica de k_m em função da rigidez do FRP [151].	80
Figura 2.37: Comprimento de tranferência calculado de acordo com diversas normas ou códigos. Baseado em [119].	82
Figura 3.1: Esquema de forças do ensaio de corte duplo.	88
Figura 3.2: Esquema de forças do ensaio de das vigas de secção rectangular.	89
Figura 3.3: Esquema de forças do ensaio de das vigas de secção em T.	89
Figura 3.4: Preparação das superfícies de betão a jacto de areia (da esquerda para a direita) dos provetes de corte, das vigas de secção rectangular e das vigas com secção em T.	90

Figura 3.5: Pormenor da diferença entre a superfície de betão tratada com jacto de areia e a superfície de betão inicial.....	90
Figura 3.6: Aplicação do compósito de GFRP às peças de betão.	91
Figura 3.7: Diagrama tensão-deformação dos varões de aço de Ø6, Ø8 e Ø12.	94
Figura 3.8: Diagrama tensão-deformação dos varões de aço de Ø4.....	95
Figura 3.9: Betonagem das peças de betão armado.....	96
Figura 3.10: Prensa de compressão e pormenores dos modos de ruptura de um cilindro e de um cubo de betão.....	97
Figura 3.11: Evolução da tensão de ruptura ao longo do tempo.....	98
Figura 3.12: Máquina de tracção universal Zwick (à esquerda) e pormenor do modo de ruptura de um provete plano de GFRP (à direita).	100
Figura 3.13: Gráfico tensão-extensão dos provetes planos de GFRP.....	100
Figura 3.14: Resina e aspecto das fibras de vidro utilizadas na concepção dos provetes.	101
Figura 3.15: Câmara de nevoeiro salino (à esquerda) e disposição inicial dos provetes na câmara (à direita).	102
Figura 3.16: Ciclos de nevoeiro salino por cada 24horas.....	103
Figura 3.17: Tanques e sistema de bombas hidráulicas (à esquerda) e disposição inicial dos provetes num dos reservatórios (à direita).	103
Figura 3.18: Evolução da temperatura e humidade relativa ambiente.	104
Figura 3.19: Ciclo de marés semanal em água salina.....	104
Figura 3.20: Câmara climática (à esquerda) e disposição inicial dos provetes numa das câmaras (à direita).....	105
Figura 3.21: Ciclos de temperatura diários de: (i) +7,5°C e +47,5°C; e (ii) -10°C e +30°C.	105
Figura 3.22: Resumo da variação da tensão de compressão máxima do betão sob o efeito dos envelhecimentos estudados.	106
Figura 3.23: Gráficos tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino.	112
Figura 3.24: Índices de degradação (ϵ_f , f_f , E_f) dos provetes planos submetidos a ciclos de nevoeiro salino.	113
Figura 3.25: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.....	113
Figura 3.26: Gráfico tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés em água salina.	115
Figura 3.27: Modo de ruptura por descolamento dos <i>tabs</i> do provete plano GFRP-SM-09.	115
Figura 3.28: Índices de degradação (ϵ_f , f_f , E_f) dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés em água salina.	116
Figura 3.29: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.....	117
Figura 3.30: Gráfico tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.	118
Figura 3.31: Índices de degradação (ϵ_f , f_f , E_f) dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.	119

Figura 3.32: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.....	119
Figura 3.33: Gráfico tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.....	120
Figura 3.34: Índices de degradação (ε_f , f_f , E_f) dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.....	122
Figura 3.35: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.....	122
Figura 4.1: Tensões na ligação FRP/betão [65].....	124
Figura 4.2: Leis <i>bond-slip</i> do tipo bi-linear (à esquerda) e linear (à direita) [65].	125
Figura 4.3: Representação qualitativa das distribuições do deslizamento (s), extensão (ε_f), tensão longitudinal (σ_f) e tensão de aderência (τ) ao longo do comprimento de colagem (L_b) [65].	126
Figura 4.4: Relação entre o quociente das tensões de aderência máxima e média (τ_{max}/τ_{med}) e o quociente entre os comprimentos de colagem e o de transferência (L_b/L_t) [65].	128
Figura 4.5: Relação entre $\tau_{max}^{(a)}$ e τ_{max} previsto.....	129
Figura 4.6: Geometria dos provetes para ensaio ao corte [65].....	130
Figura 4.7: Sistema de ensaio de corte duplo adoptado: (i) sem tensão de compressão lateral (à esquerda; e (ii) com tensão de compressão lateral (à direita).	131
Figura 4.8: Disposição utilizada durante os ensaios (à esquerda) e bomba de óleo manual utilizada (à direita).....	131
Figura 4.9: Pormenores da transmissão de cargas no ensaio de corte.	132
Figura 4.10: Relação entre a força total e o deslocamento nos provetes de referência. ...	133
Figura 4.11: Superfícies de ruptura dos provetes de referência com $b_f = 80\text{mm}$	134
Figura 4.11: Superfícies de ruptura dos provetes de referência com $b_f = 80\text{mm}$ (continuação).....	134
Figura 4.12: Superfícies de ruptura dos provetes de referência com $b_f = 20\text{mm}$	134
Figura 4.13: Relação força total <i>vs.</i> deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino.	136
Figura 4.14: Pormenores dos ensaios com compressão lateral após a ruptura.....	136
Figura 4.15: Relação força total <i>vs.</i> deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de marés.	137
Figura 4.16: Relação força total <i>vs.</i> deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C.	139
Figura 4.17: Relação força total <i>vs.</i> deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de temperatura -10°C e +30°C.	140
Figura 4.18: Evolução das forças na ruptura com o número de horas de envelhecimento.	143
Figura 4.19: Evolução dos deslocamentos na ruptura com o número de horas de envelhecimento.	144
Figura 4.20: Evolução da rigidez média com o número de horas de envelhecimento. ...	145
Figura 4.21: Evolução da tensão de compressão lateral com a força de corte imposta à ligação.....	146

Figura 4.22: Tensão de compressão lateral <i>vs.</i> força de corte por interface dos ensaios de referência.	147
Figura 4.23: Evolução das tensões de aderência máximas com o número de horas de envelhecimento.	148
Figura 4.24: Factores de redução para a força máxima transmitida ao FRP quando $\kappa < 1$	151
Figura 4.25: Evolução das extensões máximas no GFRP com o número de horas de envelhecimento.	152
Figura 4.26: Evolução do ângulo de atrito interno com o número de horas de envelhecimento.	154
Figura 4.27: Evolvente de ruptura para os provetes de referência.	154
Figura 4.28: Relação entre G_{FII}/L_t e f_{ctm}	155
Figura 4.29: Variação da coesão (c) com a resistência à tracção média do betão (f_{ctm}) e com a relação G_{FII}/L_t	157
Figura 4.30: Variação do ângulo de atrito com as propriedades do betão.	158
Figura 4.31: Relação entre o incremento de força medido, ΔF_{exp} e o incremento de força previsto, ΔF_{pred}	159
Figura 4.32: Determinação de G_{FII}/L_t em função do tipo e horas de envelhecimento relativamente a $(G_{FII}/L_t)_{REF}^{0MPa}$	161
Figura 4.33: Curvas G_{FII}/L_t <i>vs.</i> f_{ctm} para os ciclos de marés.	163
Figura 4.34: Evolução do coeficiente de envelhecimento c_{ENV} com o número de horas de envelhecimento.	164
Figura 4.35: Curvas ϕ <i>vs.</i> f_{cm} para os ciclos de marés.	165
Figura 4.36: Evolução do coeficiente de envelhecimento ϕ_{ENV} com o número de horas de envelhecimento.	166
Figura 4.37: Relação entre o incremento de força medido (ΔF_{exp}) e o incremento de força previsto (ΔF_{pred}) para todos os ensaios de corte.	166
Figura 4.38: Comparação entre as forças máximas transmitidas ao FRP obtidas por diversas normas ou códigos e pelo modelo proposto.	167
Figura 4.39: Comparação entre as tensões de aderência máximas obtidas por diversas normas ou códigos e pelo modelo proposto.	169
Figura 5.1: Tensões de aderência numa ligação entre um elemento estrutural de betão armado com um reforço exterior. Baseado em [7].	172
Figura 5.2: Equilíbrio das forças normais num elemento infinitesimal de comprimento dx	175
Figura 5.3: Determinação dos momentos flectores e esforços transversos nas extremidades do compósito de FRP. Baseado em [183].	177
Figura 5.4: Graus de liberdade de um elemento finito da lâmina de FRP.	178
Figura 5.5: Coeficientes a_{ij} da matriz de rigidez do elemento finito da "viga de FRP"...	180
Figura 5.6: Determinação das forças nodais com base na distribuição experimental das tensões de aderência.	181
Figura 5.7: Comparação entre os resultados obtidos com 1 EF e os resultados obtidos com 5 EF (caso particular da viga V-REF20-03).	181
Figura 5.8: Armadura e cofragem utilizada na execução das vigas de secção rectangular.	182
Figura 5.9: Pormenor das armaduras das vigas de secção rectangular.	182
Figura 5.10: Disposição da instrumentação dos ensaios de flexão de 3 pontos.	183

Figura 5.11: Sistema de ensaio: vistas de frente (à esquerda) e de trás (à direita).....	184
Figura 5.12: Disposição utilizada nos ensaios: vistas de frente (à esquerda) e de trás (à direita).	184
Figura 5.13: Diagramas força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão das vigas de referência: (i) sem reforço exterior; (ii) com 80mm de GFRP; e (iii) com 20mm de GFRP.	186
Figura 5.14: Gráfico das deformadas das vigas: (i) sem reforço exterior; (ii) com 20mm de GFRP; e (iii) com 80mm de GFRP, para o nível de força máxima.	187
Figura 5.15: Distribuição das tensões de aderência nas vigas com reforço exterior de GFRP com 80mm de largura.	189
Figura 5.16: Pormenor do início da descolagem na viga com reforço exterior de GFRP com 80mm de largura.	189
Figura 5.17: Distribuição das tensões de aderência nas vigas com reforço exterior de GFRP com 20mm de largura.	190
Figura 5.18: Distribuição das tensões longitudinais no GFRP nas vigas com reforço exterior com 80mm de largura.....	191
Figura 5.19: Distribuição das tensões longitudinais no GFRP nas vigas com reforço exterior com 20mm de largura.....	192
Figura 5.20: Modos de ruptura observados nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP: (a) com 80mm de largura; e (b) com 20mm de largura.....	193
Figura 5.21: Evolução das curvas força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de nevoeiro salino: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).	195
Figura 5.22: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de nevoeiro salino. ...	196
Figura 5.23: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de nevoeiro salino.	196
Figura 5.24: Evolução das curvas força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de marés: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).	198
Figura 5.25: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de marés.....	199
Figura 5.26: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de marés.....	200
Figura 5.27: Evolução das curvas força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).....	202
Figura 5.28: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ a $+47,5^{\circ}\text{C}$	203
Figura 5.29: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$	204
Figura 5.30: Evolução das curvas força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).	206

Figura 5.31: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C a $+30^\circ\text{C}$.	207
Figura 5.32: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^\circ\text{C}$.	208
Figura 5.33: Evolução das forças máximas ancoradas ao GFRP nas vigas com reforço de GFRP de 80mm de largura.	211
Figura 5.34: Evolução das forças máximas transmitidas ao GFRP nas vigas com reforço de GFRP de 20mm de largura.	212
Figura 5.35: Evolução da relação $\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$ nas vigas com reforço exterior de 80mm de largura.	214
Figura 5.36: Evolução da relação $\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$ nas vigas com reforço exterior de 20mm de largura.	215
Figura 5.37: Evolução das tensões de aderência máximas nas vigas com reforço exterior de 80mm de largura.	216
Figura 5.38: Evolução das tensões de aderência máximas nas vigas com reforço exterior de 20mm de largura.	217
Figura 5.39: Relação entre o quociente das tensões de aderência máxima e média ($\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$) e o quociente dos comprimentos de colagem e de transferência (L_b/L_t) para as vigas de referência.	217
Figura 5.40: Representação da função g_f . Adaptado de [63].	223
Figura 5.41: Curvas extensão-delizamento obtidas para as vigas de referência pelo método proposto por Ueda e Dai [30].	226
Figura 5.42: Evolução das leis <i>bond-slip</i> com o número de horas de envelhecimento.	227
Figura 5.43: Distribuição das tensões normais ao longo da superfície de colagem nas vigas de referência com reforço exterior de 20mm de largura.	231
Figura 5.44: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de nevoeiro salino.	232
Figura 5.45: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de marés.	233
Figura 5.46: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de temperatura entre $+7,5^\circ\text{C}$ a $+47,5^\circ\text{C}$.	233
Figura 5.47: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C a $+30^\circ\text{C}$.	234
Figura 6.1: Esquema com a ancoragem do FRP e o ensaio de aderência associado. Adaptado de [115, 190].	236
Figura 6.2: Pormenor das forças no FRP numa porção de viga em momento flector constante (à esquerda) e em momento flector variável (à direita). Adaptado de [185].	237
Figura 6.3: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} \geq 2L_t$ e numa região de momento flector constante no instante da descolagem.	237
Figura 6.4: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} < 2L_t$ e numa região de momento flector constante no instante da descolagem.	238

Figura 6.5: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} \geq 2L_t$ e numa região de momento flector variável no instante da descolagem.....	239
Figura 6.6: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} < 2L_t$ e numa região de momento flector variável no instante da descolagem.....	240
Figura 6.7: Equilíbrio das forças num elemento de betão armado e exteriormente reforçado com FRP submetido à tracção.	241
Figura 6.8: Preparação da armadura e cofragem utilizadas nas vigas de secção transversal em T.....	242
Figura 6.9: Pormenorização das armaduras das vigas de secção transversal em T (unidades em metros).	242
Figura 6.10: Esquema de ensaio.....	243
Figura 6.11: Esquema da instrumentação utilizada.....	244
Figura 6.12: Pormenores da instrumentação utilizada.....	245
Figura 6.13: Panorama dos ensaios de flexão das vigas com secção transversal em T...	245
Figura 6.14: Diagrama força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão da viga de referência.	246
Figura 6.15: Deformada da viga de referência para a carga correspondente à fendilhação e à cedência das armaduras.....	247
Figura 6.16: Curvaturas na viga de referência para diferentes níveis de carga.	247
Figura 6.17: Fendilhação da viga de referência após o patamar de cedência das armaduras.....	248
Figura 6.18: Diagrama força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão da viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico.....	249
Figura 6.19: Deformada da viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.	250
Figura 6.20: Curvaturas na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.	250
Figura 6.21: Distribuição das tensões longitudinais na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.....	252
Figura 6.22: Distribuição das tensões de aderência na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.....	252
Figura 6.23: Fendilhação observada na viga sob carregamento monotónico após a descolagem do compósito de GFRP.....	253
Figura 6.24: Distribuição das tensões normais na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.....	253
Figura 6.25: Modo ruptura no reforço de GFRP da viga sob carregamento monotónico.	254
Figura 6.26: Protocolo do regime cíclico.....	255
Figura 6.27: Diagrama força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão da viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico.....	255
Figura 6.28: Distribuição das tensões longitudinais na viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico para diferentes níveis de carga.....	256
Figura 6.29: Distribuição das tensões de aderência na viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico para diferentes níveis de carga.....	257
Figura 6.30: Distribuição das tensões normais na viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico para diferentes níveis de carga.....	257
Figura 6.31: Modo ruptura no reforço de GFRP da viga sob carregamento cíclico.	258

Figura 6.32: Fendilhação observada na viga sob carregamento cíclico após a descolagem do compósito de GFRP.....	258
Figura 6.33: Comportamento típico de uma viga de betão armado exteriormente reforçada com FRP.....	259
Figura 6.34: Transição da Fase I para a Fase II das vigas de secção transversal em T. 2600	
Figura 6.35: Fase III nas vigas exteriormente reforçadas com GFRP.....	262
Figura 6.36: Idealização da relação momento-curvatura de vigas exteriormente reforçada com FRP segundo El-Mihilmy e Tedesco [192].	263
Figura 6.37: Comparação do comportamento força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão entre as vigas exteriormente reforçadas com GFRP.	264
Figura 6.38: Comparação do comportamento força <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão entre as vigas exteriormente reforçadas com GFRP.	265
Figura 6.39: Comparação das deformadas entre as vigas de secção transversal em T. .	266
Figura 6.40: Distribuição das tensões de aderência na interface FRP/betão em diferentes estágios do processo de descolamento do FRP e respectiva relação com o gráfico força <i>vs.</i> deslizamento.	268
Figura 6.41: Comparação entre as extensões máximas experimentais e as calculadas a partir da expressão (6.26).	273
Figura 7.1: Estado de tensão e extensão na fendilhação de acordo com o modelo: (a) fixo; e (b) rotativo. Adaptado de [121].	277
Figura 7.2: Factor de redução de corte. Adaptado de [121].	278
Figura 7.3: Relação uniaxial e equivalente tensão-extensão. Adaptado de [121].	280
Figura 7.4: Alguns modelos preconizados no ATENA na representação da abertura de fendas no betão por tracção. Adaptado de [121].	281
Figura 7.5: Diagrama tensão-extensão à compressão do betão preconizado no ATENA. Adaptado de [121].	282
Figura 7.6: Definição da localização das bandas. Adaptado de [121].	284
Figura 7.7: Lei de diminuição dos deslocamentos à compressão. Adaptado de [121]. ..	284
Figura 7.8: Envoltório biaxial de fendilhação. Adaptado de [121].	285
Figura 7.9: Funções de ruptura tensão-compressão no betão. Adaptado de [121].	286
Figura 7.10: Factor de redução da resistência à compressão do betão fendilhado. Adaptado de [121].	286
Figura 7.11: Lei exponencial tensão-COD com a definição do modelo de fenda delimitado por uma banda. Adaptado de [121].	288
Figura 7.12: Malha de elementos finitos adoptada nos provetes submetidos ao corte. .	289
Figura 7.13: Malha de elementos finitos e geometria dos varões de aço adoptados nas vigas submetidas à flexão de 3 (à esquerda) e 4 pontos (à direita).	290
Figura 7.14: Processo da fendilhação na ligação FRP/betão e respectiva correspondência às relações tensão-COD (<i>softening laws</i>).	292
Figura 7.15: Superfícies de ruptura da interface durante a análise de elementos finitos.	292
Figura 7.16: Comportamento força total <i>vs.</i> deslocamento dos provetes de corte duplo com: $b_f=80\text{mm}$ (à esquerda) e $b_f=20\text{mm}$ (à direita).	293
Figura 7.17: Curvas carga <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão. Comparação entre os ensaios experimentais e os modelos.	295
Figura 7.18: Curvas carga total <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão da viga de secção transversal em T: ensaio monotónico (à esquerda) e ensaio cíclico (à direita).	296

Figura 7.19: Comparação entre os modelos e os ensaios das vigas de secção transversal em T.	297
Figura 7.20: Distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem.	299
Figura 7.21: Extensões principais máximas para 20kN no modelo MC-REF80 sem tensão de compressão lateral assumindo: interface rígida (à esquerda); e EF de interface (à direita).	300
Figura 7.22: Distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem nas vigas com GFRP com $b_f = 20\text{mm}$ (à esquerda) e $b_f = 80\text{mm}$ (à direita).	301
Figura 7.23: Comparação entre as distribuições das extensões experimentalmente e a obtida a partir da modelação computacional nas vigas V-REF20-02 (à esquerda) e V-REF80-02 (à direita).	302
Figura 7.24: Distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem nas vigas submetidas a ensaio monotónico (ema esquerda) e a ensaio cíclico (à direita).	303
Figura 7.25: Comparação entre as distribuições das extensões experimentalmente e a obtida a partir da modelação computacional: ensaio monotónico (em cima) e ensaio cíclico (em baixo).	304
Figura 7.26: Curvas extensão-deslizamento nos provetes de referência.	305
Figura 7.27: Leis <i>bond-slip</i> nos provetes de corte duplo de referência.	306
Figura 7.28: Curvas extensão-deslizamento (à esquerda) e curvas <i>bond-slip</i> (à direita) nas vigas de secção rectangular de referência.	307
Figura 7.29: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem.	308
Figura 7.30: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para força máxima (interface gráfica a 2D da interface GFRP/betão - escala em MPa)..	309
Figura 7.31: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem.	310
Figura 7.32: Distribuição das tensões de aderência na ruptura ao longo do comprimento de colagem colagem para duas fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	311
Figura 7.33: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem.	312
Figura 7.34: Comparação entre as distribuições das tensões de aderência experimentais e as obtidas a partir da modelação computacional: ensaio monotónico (em cima) e ensaio cíclico (em baixo).	313
Figura 7.35: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para três fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	315
Figura 7.36: Comparação entre as distribuições das tensões de aderência experimentais e as obtidas a partir da modelação computacional a 2D na ruptura da viga.	316
Figura 7.37: Distribuição das tensões longitudinais no GFRP para força máxima (interface gráfica a 2D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	317
Figura 7.38: Distribuição das tensões longitudinais na ruptura ao longo do comprimento de colagem para duas fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	318
Figura 7.39: Distribuição das tensões longitudinais ao longo do comprimento de colagem para três fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	319

Figura 7.40: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem.	320
Figura 7.40: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem (continuação).	321
Figura 7.41: Distribuição das tensões normais no GFRP para força máxima (interface gráfica a 2D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	322
Figura 7.42: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem.	323
Figura 7.43: Distribuição das tensões normais na ruptura ao longo do comprimento de colagem para duas fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	323
Figura 7.44: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem para três fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).	325
Figura 7.45: Influência da malha de elementos finitos na força máxima nos modelos submetidos ao corte (em cima) e nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP (em baixo).	326
Figura 7.46: Influência da malha de elementos finitos no comportamento carga <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP.	327
Figura 7.47: Leis <i>bond-slip</i> preconizadas no Model Code 90 [166] e utilizadas nos modelos das vigas de secção rectangular.	328
Figura 7.48: Influência da lei <i>bond-slip</i> no comportamento carga <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP.	328
Figura 7.49: Comparação entre alguns parâmetros (tensão de aderência máxima, energia de fractura e extensão máxima no GFRP) nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP.	329
Figura 7.50: Influência da escolha entre o modelo de fendilhação rotativo e fixo no comportamento carga <i>vs.</i> deslocamento a meio-vão nas vigas de betão armado.	330
Figura 7.51: Influência da percentagem equivalente de armadura na tensão de aderência máxima da ligação GFRP/betão.	332
Figura 7.52: Fendilhação das vigas de betão armado exteriormente reforçadas com compósito de GFRP com $\rho_{eq}=0,12\%$.	332
Figura 7.53: Influência da percentagem equivalente de armadura na energia de fractura da ligação GFRP/betão.	333
Figura 7.54: Comparação entre as extensões máximas experimentais e as calculadas a partir do modelo computacional.	335
Figura 7.55: Comparação entre as extensões máximas prevista pela expressão (6.26) e as calculadas a partir do modelo computacional.	336
Figura A.1: Tensões envolvidas na ligação FRP-betão num ensaio de corte.	351
Figura A.2: Lei <i>bond-slip</i> do tipo constante (rigido-plástica).	353
Figura B.1: Método das diferenças finitas. Baseado em [211].	360
Figura B.2: Variação da lei <i>bond-slip</i> de acordo com o parâmetro n_p da função de Popovic.	365
Figura B.3: Distribuição dos deslizamentos (<i>slip</i>) ao longo do comprimento de colagem para $n_p=2,40, 3,01$ e $3,14$.	366
Figura B.4: Influência do número de intervalos na distribuição dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem.	367
Figura B.5: Comportamento força máxima <i>vs.</i> deslizamento em função do parâmetro n_p .	368

Figura B.6: Comportamento força máxima <i>vs.</i> comprimento de colagem em função do parâmetro n_p	369
Figura B.7: Influência da rigidez do FRP na definição do comprimento de transferência.	370
Figura B.8: Distribuição das tensões de aderência e das extensões no GFRP ao longo do comprimento de colagem.	371
Figura B.9: Influência de n_p no parâmetro β_L	372
Figura C.1: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino - 3000 horas.	376
Figura C.2: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino - 5000 horas.	377
Figura C.3: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino - 10000 horas.	378
Figura C.4: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de marés - 3000 horas.	378
Figura C.5: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de marés - 5000 horas.	379
Figura C.6: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de marés - 10000 horas.	380
Figura C.7: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 3000 horas.	381
Figura C.8: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 5000 horas.	381
Figura C.9: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 10000 horas.	382
Figura C.10: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C - 3000 horas.	382
Figura C.11: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C - 5000 horas.	383
Figura C.12: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C - 10000 horas.	384
Figura C.13: Modos de ruptura das vigas de secção rectangular sem reforço exterior.	385
Figura C.14: Modos de ruptura das vigas de referência de secção rectangular exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura.	385
Figura C.15: Modos de ruptura das vigas de referência de secção rectangular exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura.	386
Figura C.16: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino - 3000 horas.	387
Figura C.17: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino - 10000 horas.	388
Figura C.18: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de marés - 3000 horas.	389
Figura C.19: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de marés - 10000 horas.	390
Figura C.20: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 3000 horas.	391
Figura C.21: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 10000 horas.	392

Figura C.22: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ - 3000 horas.	393
Figura C.23: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ - 10000 horas.	394

Índice de tabelas

Tabela 1.1: Factores que influenciam a ligação FRP/betão [4].	4
Tabela 2.1: Resumo de alguns ensaios experimentais de corte simples e duplo encontrados na literatura.	35
Tabela 2.2: Propostas de cálculo para a determinação da força máxima transmitida ao FRP de acordo com diversos autores.	57
Tabela 2.3: Propostas de cálculo para a determinação do comprimento de transferência de acordo com diversos autores.	59
Tabela 2.4: Forças máximas transmitidas ao FRP conforme especificado por diversas normas ou códigos.	79
Tabela 2.5: Comprimentos de transferência conforme especificado por diversas normas ou códigos. Baseado em [119].	81
Tabela 2.6: Tensões de aderência máximas desenvolvidas na ligação FRP/betão conforme especificado por diversas normas ou códigos.	83
Tabela 2.8: Factor de redução ambiental (C_E) para diferentes tipos de exposição ambiental.	84
Tabela 2.8: Valores do factor de redução (α_E) proposto em [18, 146] a adoptar em função da exposição ambiental do compósito de GFRP.	85
Tabela 3.1: Programa de ensaios realizados – provetes para os ensaios de corte duplo.	92
Tabela 3.2: Programa de ensaios realizados – vigas de secção rectangular.	93
Tabela 3.3: Programa de ensaios realizados – vigas de secção em T.	93
Tabela 3.4: Caracterização das armaduras das vigas em T de acordo com a norma europeia NP-EN 10002-1 [161].	94
Tabela 3.5: Caracterização das armaduras das vigas de secção rectangular de acordo com a norma europeia NP-EN 10002-1 [161].	95
Tabela 3.6: Tensão de ruptura à compressão dos provetes de betão.	97
Tabela 3.7: Síntese da caracterização do betão aos 28 dias.	98
Tabela 3.8: Propriedades das fibras de vidro [167].	99
Tabela 3.9: Características da resina de impregnação Tyfo [®] S Epoxy [167].	99
Tabela 3.10: Características mecânicas do GFRP dadas pelo fabricante [167].	99
Tabela 3.11: Caracterização dos provetes planos de GFRP.	101
Tabela 3.12: Características do compósito de GFRP (valores experimentais e valores do fabricante).	101

Tabela 3.13: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de nevoeiro salino.....	108
Tabela 3.14: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de marés.....	108
Tabela 3.15: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.....	109
Tabela 3.16: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.....	110
Tabela 3.17: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino.....	112
Tabela 3.18: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés com água salina.....	114
Tabela 3.19: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.....	118
Tabela 3.20: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.....	121
Tabela 4.1: Forças e deslocamentos máximos nos provetes de referência.....	142
Tabela 4.2: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes de referência.....	148
Tabela 4.3: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes de referência.....	150
Tabela 4.4: Valores de λ_{REF} [65].....	156
Tabela 4.5: Parâmetros para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para diferentes classes de betão [65].....	158
Tabela 4.6: Valores de a e estimativa de G_{FII}/L_t	162
Tabela 4.7: Valores do coeficiente de envelhecimento relativos à coesão da ligação GFRP/betão, c_{ENV}	165
Tabela 4.8: Valores do coeficiente de envelhecimento relativos ao ângulo de atrito da ligação GFRP/betão, ϕ_{ENV}	165
Tabela 4.9: Comparação dos coeficientes de redução ambientais com outros códigos ou normas. Baseado em [149, 177].....	169
Tabela 5.1: Resumo dos resultados obtidos para as vigas de referência.....	185
Tabela 5.2: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino.....	193
Tabela 5.3: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de marés.....	197
Tabela 5.4: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C.....	201
Tabela 5.5: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C.....	205
Tabela 5.6: Força máxima transmitida à ligação GFRP/betão nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 80mm de largura.....	209
Tabela 5.7: Força máxima transmitida à ligação GFRP/betão nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura.....	210
Tabela 5.8: Valores das forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP calculadas com base nas expressões propostas por diversos autores.....	212
Tabela 5.9: Valores das forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP calculadas com base nas expressões propostas por diversos códigos ou normas.....	213

Tabela 5.10: Tensões médias e máximas nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 80mm de largura.....	218
Tabela 5.11: Tensões médias e máximas nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura.....	219
Tabela 5.12: Parâmetros A e B da expressão (5.35) de Ueda e Dai [30].	225
Tabela 5.13: Energia de fractura do Modo II calculada a partir de diferentes expressões.	228
Tabela 5.14: Valores médios da energia de fractura do Modo II das curvas de <i>bond-slip</i> da Figura 5.34.....	229
Tabela 5.15: Tensões normais na ligação GFRP/betão nas vigas com reforço exterior de 20mm de largura.	230
Tabela 6.1: Resumo dos resultados da viga de referência.	248
Tabela 6.2: Resumo dos resultados da viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico.	251
Tabela 6.3: Resumo dos resultados da viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico.	255
Tabela 6.4: Extensões máximas no GFRP.	269
Tabela 6.5: Valores de $a_{0,j}$	272
Tabela 7.1: Valores das constantes K e A que definem as duas hipérbolas pré-definidas no ATENA [121].	286
Tabela 7.2: Resumo dos parâmetros adoptados para o betão na modelação computacional [121].	287
Tabela 7.3: Forças e deslocamentos máximos (comparação com os provetes de referência).....	294
Tabela 7.4: Forças máximas e deslocamentos a meio-vão máximos nas vigas de dimensões reduzidas.	296
Tabela 7.5: Cargas máximas e deslocamentos a meio-vão máximos nas vigas de secção transversal em T.	297
Tabela 7.6: Extensões no GFRP (comparação com os provetes de referência).	298
Tabela 7.7: Extensões no GFRP (comparação com os provetes de referência).	301
Tabela 7.8: Extensões máximas no GFRP nas vigas de secção transversal em T.	303
Tabela 7.8: Tensões de aderência máximas (comparação com os provetes de referência).	309
Tabela 7.9: Tensões de aderência máximas (comparação com as vigas exteriormente reforçadas com GFRP).	314
Tabela 7.10: Comparação dos resultados nas vigas de secção rectangular.....	330
Tabela B.1 – Resumo dos resultados experimentais de [18].	365
Tabela B.2 – Comparação das forças máximas transmitidas ao GFRP recorrendo ao MDF e através da expressão (A.37).	368
Tabela B.3 – Comparação entre o comprimento de transferência usando o modelo numérico e o obtido através de diferentes expressões encontradas na literatura.	370
Tabela I.1: Programa de ensaios realizados – provetes para os ensaios de corte.....	460
Tabela I.2: Programa de ensaios realizados – vigas de secção rectangular.	461
Tabela I.3: Programa de ensaios realizados – vigas de secção transversal em T.	462
Tabela I.4: Rigidez média nos provetes sem compressão lateral.	463
Tabela I.5:: Rigidez média nos provetes com tensão de compressão lateral de 0,5MPa.	464
Tabela I.6:: Rigidez média nos provetes com tensão de compressão lateral de 1,0MPa.	464

Tabela I.7: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes sem compressão lateral.	465
Tabela I.8: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes com compressão lateral de 0,5MPa.....	466
Tabela I.9: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes com compressão lateral de 1,0MPa.....	466
Tabela I.10: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes sem compressão lateral.....	467
Tabela I.11: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes com tensão de compressão lateral de 0,5MPa.....	468
Tabela I.12: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes com tensão de compressão lateral de 1,0MPa.....	468
Tabela I.13: Extensões máximas nos provetes sem compressão lateral.	469
Tabela I.14: Extensões máximas nos provetes com tensão de compressão lateral de 0,5MPa.....	470
Tabela I.15: Extensões máximas nos provetes com tensão de compressão lateral de 1,0MPa.....	470
Tabela I.16: Ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão nos provetes com compressão lateral.	471

Simbologia

Notações escalares latinas

a	– Comprimento da fenda
$A_{aço}$	– Área da secção transversal dos varões de aço
$A_{betão}$	– Área da secção transversal da viga de betão armado
$A_{c,eff}$	– Área efectiva de betão armado sob tracção
A_{FRP}	– Área da secção transversal do compósito de FRP
b	– Largura da secção comprimida de betão
B	– Constante obtida com base em ensaios experimentais de aderência
b_a	– Largura do adesivo
b_f	– Largura do compósito de FRP
c	– Coesão
C_E	– Factor de redução ambiental
C_{ENV}	– Coeficiente de redução da coesão devido aos ciclos de envelhecimento acelerado
d	– Altura útil da secção
E	– Módulo de elasticidade
E_a	– Módulo de elasticidade do adesivo
E_{act}	– Energia de activação
E_c	– Módulo de elasticidade do betão
E_{ci}	– Módulo de elasticidade do betão segundo a direcção i
E_{cm}	– Módulo de elasticidade médio do betão
E_d	– Módulo de elasticidade baseado na extensão local do elemento finito de betão após a tensão de compressão máxima
E_f	– Módulo de elasticidade do compósito de FRP
E_{fm}	– Módulo de elasticidade médio do compósito de FRP
e_G	– Espessura da fibra de vidro
E_G	– Módulo de elasticidade da fibra de vidro
E_r	– Módulo de elasticidade da resina epoxídica
E_s	– Módulo de elasticidade do aço
E_{sm}	– Módulo de elasticidade médio do aço
F	– Força no compósito de FRP
F_1	– Força transmitida ao compósito de FRP na extremidade 1

F_2	– Força transmitida ao compósito de FRP na extremidade 2
F_c	– Força no betão
f_c^{ef}	– Tensão efectiva máxima de compressão no betão obtida a partir de um critério de ruptura
F_{max}	– Força máxima transmitida ao compósito de GFRP
$f_{0,2m}$	– Valor médio da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço
f_c	– Tensão de ruptura à compressão do betão
$f_{c,cub}$	– Tensão na ruptura à compressão de cubos de betão
f_{cm}	– Tensão média na ruptura à compressão de cilindros de betão
$f_{cm,cub}$	– Tensão média na ruptura à compressão de cubos de betão
f_{ct}	– Resistência à tracção do betão
$f_{ct,sp}$	– Resistência à tracção de provetes cilíndricos de betão
$f_{ctm,sp}$	– Resistência média à tracção de provetes cilíndricos de betão
f_{ctm}	– Resistência média à tracção do betão
f_{ck}	– Valor característico da tensão de ruptura à compressão do betão
f_f	– Tensão de tracção no compósito de FRP
f_{fm}	– Tensão de tracção média no compósito de FRP
f_{fu}	– Tensão de tracção última no compósito de FRP
$f_{fu,90}$	– Tensão de tracção última no compósito de FRP a 90° da direcção da fibra
f_t	– Tensão de ruptura à tracção
f_{tm}	– Tensão de ruptura à tracção média
f_{sy}	– Tensão de cedência do aço
f_{ym}	– Tensão de cedência média do aço
$F_{aço}$	– Força no aço
F_{FRP}	– Força no compósito de FRP
F_{max}	– Força máxima no compósito de FRP
F_τ	– Força de aderência
G	– Módulo de elasticidade de corte reduzido do betão
G_c	– Módulo de elasticidade de corte do betão
G_{cr}	– Energia de fractura crítica
g^F	– Energia de fractura em função da constante n_F
G^F	– Energia de fractura
G^{FI}	– Energia de fractura do Modo I
G^{FII}	– Energia de fractura do Modo II
G^{FIII}	– Energia de fractura do Modo III
G_{int}	– Módulo de elasticidade transversal da interface
G_t	– Módulo de elasticidade corte tangente
h	– Altura da secção transversal das vigas de betão armado
i	– Índice de retenção
i_{Ef}	– Índice de retenção relativo ao módulo de elasticidade do compósito de GFRP
I_{cr}	– Momento de inércia da secção da secção de betão fendilhada
I_e	– Momento de inércia efectivo
I_f	– Momento de inércia do compósito de FRP

I_g	–	Momento de inércia da secção não fendilhada de betão
K	–	Factor de intensidade de tensão
K_I	–	Factor de intensidade de tensão do modo de fractura I
K_{II}	–	Factor de intensidade de tensão do modo de fractura II
K_{III}	–	Factor de intensidade de tensão do modo de fractura III
K_{med}	–	Rigidez média
K_n	–	Rigidez normal do adesivo por unidade de comprimento
K_{nn}	–	Rigidez normal da interface
K_s	–	Módulo de deslizamento
K_{tt}	–	Rigidez tangencial da interface
ℓ	–	Comprimento inicial do provete de betão
L	–	Vão das vigas de betão armado
L_a	–	Comprimento de FRP colado com tensões não nulas
L_b	–	Comprimento de colagem
L_c	–	Comprimento da banda correspondente à projecção do elemento finito segundo o plano de compressão
L_c'	–	Comprimento reduzido da banda correspondente à projecção do elemento finito segundo o plano de compressão
L_{ef}	–	Comprimento efectivo (ou de transferência)
L_f	–	Comprimento livre (não colado ao betão) do FRP
L_t	–	Comprimento de transferência (ou efectivo)
L_T	–	Comprimento da banda correspondente à projecção do elemento finito segundo o plano de tracção
L_T'	–	Comprimento reduzido da banda correspondente à projecção do elemento finito segundo o plano de tracção
L_{ub}	–	Comprimento não colado
m_1	–	Eixo de ortotropia m_1
m_2	–	Eixo de ortotropia m_2
M_i^s	–	Momento flector no ponto i no compósito de FRP
M_j^s	–	Momento flector no ponto j no compósito de FRP
M_{cr}	–	Momento flector correspondente à fendilhação do betão nas vigas de secção em T
M_{Ry}	–	Momento flector para a carga P_{Ry}
M_{Sy}	–	Momento flector para a carga P_{Sy}
n	–	Número de camadas do compósito de FRP
$n_{aço}$	–	Número de varões de aço
n_P	–	Constante de Popovics
n_s	–	Quociente entre os módulos de elasticidade do aço e do betão
n_f	–	Quociente entre os módulos de elasticidade do compósito de FRP e do betão
N_H	–	Número de horas de envelhecimento
p	–	Coefficiente que depende do reforço que cruza o elemento finito fendilhado
P	–	Carga exterior aplicada à viga
P_{cr}	–	Carga de fendilhação da viga de secção transversal em T
P_{Ry}	–	Carga de ruptura da viga de secção transversal em T
P_{Sy}	–	Carga que provoca a cedência das armaduras longitudinais de

	tracção da viga
P_{\max}	– Carga exterior máxima aplicada à viga
R	– Constante de Boltzman
$r(T)$	– Índice de retenção que traduz a velocidade duma reacção química em função da temperatura
r_{ec}	– Factor de redução da resistência à compressão na direcção principal II devido à tensão de tracção principal da direcção I
r_g	– Factor de redução de corte
s	– Deslizamento relativo entre dois materiais colados
$S(t_0)$	– Determinada propriedade do compósito de GFRP no instante t_0
$S(t_i)$	– Determinada propriedade do compósito de GFRP no instante t_i
S_{\max}	– Deslizamento relativo para tensão de aderência máxima
S_{rm}	– Espaçamento médio entre fendas
S_{ult}	– Deslizamento relativo último
T	– Temperatura
t_0	– Instante t_0
t_a	– Espessura do adesivo
t_f	– Espessura do compósito de FRP
T_g	– Temperatura de transição vítrea do compósito de FRP
t_i	– Instante t_i
t_{int}	– Espessura da interface
u	– Deslocamento relativo na interface FRP/betão na direcção perpendicular
$u_{aço}$	– Perímetro dos varões de aço
U_{ext}	– Trabalho das forças exteriores
U_{int}	– Trabalho das forças interiores
v	– Deslocamento relativo na interface FRP/betão na direcção paralela
$v_c(x)$	– Deslocamentos verticais do betão
$v_f(x)$	– Deslocamentos verticais do compósito de FRP
V_i^s	– Esforço transversal no ponto i no compósito de FRP
V_j^s	– Esforço transversal no ponto j no compósito de FRP
w	– Abertura da fenda
w_c	– Abertura da fenda livre de tensões
x	– Posição da linha neutra
y_t	– Distância entre o centro da secção transversal até à fibra na tracção

Notações escalares gregas

α	– Relação entre as forças transmitidas ao compósito de FRP em duas fendas consecutivas determinada com base no diagrama de momentos flectores da viga
α_E	– Factor de redução ambiental para o compósito de GFRP
β	– Quociente entre as tensões de aderência máxima e média
β_L	– Coeficiente de redução da força máxima transmitida ao compósito de

	FRP para a situação de $L_b < L_t$
δ_{\max}	– Deslocamento máximo
δ_i	– Deslocamento vertical no compósito de FRP no ponto i
δ_j	– Deslocamento vertical no compósito de FRP no ponto j
δ_{REF}	– Deslocamento máximo num dado provete de corte duplo sem compressão lateral da interface
$\Delta\delta$	– Incremento do deslocamento
$\Delta\varepsilon_f$	– Variação da extensão no compósito de FRP entre extensómetros consecutivos
ΔF	– Incremento de força
ΔF_{exp}	– Incremento de força experimental
ΔF_{prev}	– Incremento de força previsto
ΔL	– Distância entre extensómetros consecutivos
Δu	– Deslocamento perpendicular ao plano da interface
Δv_1	– Deslocamento no plano da interface segundo a direcção 1
Δv_2	– Deslocamento no plano da interface segundo a direcção 2
δ_{cr}	– Deslocamento a meio-vão da viga para o carregamento correpondente à fendilhação do betão da viga secção em T
δ_{\max}	– Deslocamento máximo
δ_{Ry}	– Deslocamento a meio-vão da viga para o carregamento P_{Ry}
$\Delta\sigma$	– Variação da tensão longitudinal no compósito de FRP entre extensómetros consecutivos
$\Delta\sigma_L$	– Incremento da tensão de compressão lateral
δ_{Sy}	– Deslocamento a meio-vão da viga para o carregamento P_{Sy}
$\Delta\tau$	– Incremento da tensão de corte
$\bar{\varepsilon}$	– Extensão normalizada no elemento finito de betão
ε_{cu}	– Extensão de compressão última no betão
ε^{eq}	– Extensão uniaxial equivalente no elemento finito de betão
ε_f	– Extensão no compósito de GFRP
ε_{fm}	– Extensão média no compósito de GFRP
$\varepsilon_{f,\max}$	– Extensão máxima no compósito de GFRP
ε_G	– Extensão de ruptura à tracção da fibra de vidro
ε_I	– Extensão principal segundo o eixo I
ε_{II}	– Extensão principal segundo o eixo II
ε_r	– Extensão de ruptura à tracção da resina epoxídica
ε_{srn}	– Extensão total do aço na ruptura
ε_{sum}	– Extensão total do aço na força máxima
ε_{sy}	– Extensão na cedência da armadura de aço
ε_v	– Extensão perpendicular à abertura da fenda no elemento finito de betão
ϕ	– Ângulo de atrito
$\bar{\phi}$	– Média dos diâmetros dos varões de aço
$\phi_{aço}$	– Diâmetro dos varões de aço
ϕ_{ENV}	– Coeficiente de redução do ângulo de atrito devido aos ciclos de envelhecimento acelerado

γ_G	–	Peso por metro quadrado da fibra de vidro
φ_y	–	Curvatura na cedência
φ_u	–	Curvatura na ruptura
κ	–	Quociente entre os comprimentos de colagem e de transferência da ligação GFRP/betão
ν	–	Coefficiente de Poisson
θ_i	–	Rotação do compósito de FRP no ponto i
θ_j	–	Rotação do compósito de FRP no ponto j
$\rho_{aço}$	–	Quociente entre as áreas das secções transversais de aço e de betão
ρ_f	–	Quociente entre as áreas das secções transversais do compósito de FRP e dos varões de aço
ρ_{FRP}	–	Quociente entre as áreas das secções transversais do compósito de FRP e da viga de betão armado
ρ_G	–	Densidade da fibra de vidro
ρ_{eq}	–	Percentagem de armadura equivalente
σ_c	–	Tensão no betão
σ_{ci}	–	Tensão no betão associado à direcção i
σ_c^{ef}	–	Tensão efectiva de compressão no betão obtida a partir de um critério de ruptura
σ_f	–	Tensão no compósito de FRP
σ_G	–	Tensão de ruptura à tracção da fibra de vidro
σ_L	–	Tensão de compressão lateral
σ_{max}	–	Tensão longitudinal máxima no compósito de GFRP
σ_n	–	Tensão perpendicular à superfície de colagem
σ_r	–	Tensão de ruptura à tracção da resina epoxídica
η_f	–	Índice de aproveitamento do compósito de GFRP
τ	–	Tensão de corte ou de aderência
τ_{f1}	–	Tensão de aderência devido à aplicação da força F_1
τ_{f2}	–	tensões de aderência devido à aplicação da força F_2
τ_{max}	–	Tensão de aderência máxima
τ_{med}	–	Tensão de aderência média
τ_R	–	Tensão de aderência residual
$\tau_{med}^{aço}$	–	Tensão de aderência média no aço
τ_{med}^{FRP}	–	Tensão de aderência média no compósito de FRP
ξ_b	–	Parâmetro da ligação FRP/betão

Acrónimos e outras abreviaturas

ATENA	–	<i>Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis</i>
CFRP	–	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
CZM	–	<i>Cohesive Zone Model</i>
COD	–	<i>Crack Opening Displacement</i>
DCM	–	<i>Discrete Crack Model</i>
EF	–	<i>Elementos Finitos</i>
EBR	–	<i>Externally Bonded Reinforcement</i>

ESPI	–	<i>Electronic Speckle Pattern Interferometry</i>
FCT	–	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FEUC	–	Faculdade de Engenharia da Universidade de Coimbra
FPZ	–	<i>Fracture Process Zone</i>
FRP	–	<i>Fiber Reinforced Polymer</i>
GFRP	–	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
IST	–	Instituto Superior Técnico
LEFM	–	<i>Linear Elastic Fracture Mechanics</i>
MDF	–	Método das Diferenças Finitas
NLFM	–	<i>Non Linear Fracture Mechanics</i>
NSMR	–	<i>Near Surface Mounted Reinforcement</i>
ND	–	Não Disponível
SLE	–	<i>Strain Localization Effect</i>
SCM	–	<i>Smearred Crack Model</i>
UM	–	Universidade do Minho
UNL	–	Universidade Nova de Lisboa
UTL	–	Universidade Técnica de Lisboa

Provetes experimentais

MC-GD	–	Ensaio de corte duplo submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C
MC-MAR	–	Ensaio de corte duplo submetidos a ciclos imersão em água salina e secagem
MC-NS	–	Ensaio de corte duplo submetidos a ciclos de nevoeiro salino
MC-TV	–	Ensaio de corte duplo submetidos a ciclos de temperatura entre -7,5°C e +47,5°C
V-GD	–	Viga submetida a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C
V-MAR	–	Viga submetida a ciclos imersão em água salina e secagem
V-NS	–	Viga submetida a ciclos de nevoeiro salino
V-TV	–	Viga submetida a ciclos de temperatura entre -7,5°C e +47,5°C
VT-REF	–	Viga de referência (sem reforço exterior) de secção transversal em T e de comprimento 3,30m
VT-M	–	Viga exteriormente reforçada com compósito de GFRP de secção transversal em T e de comprimento 3,30m submetida a carregamento monotónico
VT-C	–	Viga exteriormente reforçada com compósito de GFRP de secção transversal em T e de comprimento 3,30m submetida a carregamento cíclico

Capítulo 1

Introdução

1.1. Considerações gerais

O reforço, a reparação e a conservação de estruturas são áreas cada vez mais necessárias em Portugal e no Mundo. As intervenções estruturais têm diversas causas a nível de ocorrência externa (incêndios, acidentes, sismos, falta de conservação, entre outros), a nível de anomalias de execução ou de concepção deficiente em projecto dos elementos estruturais. O aumento das sobrecargas e a supressão de pilares para obtenção de maiores vãos, dão também origem a novas situações de reforço. Em termos sísmicos, a necessidade de cumprir com a regulamentação vigente, torna o reforço de edifícios e pontes com mais de 30 anos uma necessidade emergente. A reparação estrutural inclui o tratamento de aspectos que tornam a utilização dos edifícios deficiente. Assim, torna-se necessário a rectificação de aspectos como a exagerada fendilhação, as eflorescências, as deformações exageradas, manchas no betão, destacamento do recobrimento de betão por corrosão das armaduras, mudança de utilização das estruturas, entre outros. Estes aspectos, podendo não estar directamente ligados a uma intervenção estrutural podem ser responsáveis por uma grande percentagem das patologias que conduzem a uma intervenção de reparação.

Assim, uma intervenção de reforço visa o aumento da resistência ou de ductilidade dos elementos estruturais melhorando-se o desempenho desses elementos relativamente à sua situação inicial. Já uma intervenção visando a reparação procura apenas repor o desempenho dos materiais danificados existentes por substituição por outros com características semelhantes.

No reforço estrutural, pode recorrer-se a diversas técnicas uma vez que as anomalias numa estrutura dependem essencialmente do material que os seus elementos são constituídos e a escolha do tipo de intervenção a adoptar é naturalmente diferente.

No caso particular das estruturas de betão armado, a reabilitação pode incidir nas técnicas seguintes [1]:

- (i) reconstrução do betão de recobrimento com microbetão aplicado *in situ* ou projectado: o recurso a esta técnica deve-se a situações em que se pretende aumentar o recobrimento das armaduras ou a situações em que o volume de betão

de má qualidade a substituir é grande ou o respectivo uso de cofragens é de difícil aplicação [2];

- (ii) injecção de fendas com resina exopídicas para repor o monolitismo das secções: a utilização destas resinas na injecção de fendas de flexão apenas confere ao elemento um restabelecimento da rigidez inicial não conferindo acréscimo de resistência ao elemento reparado. Nestes casos, a injecção de fendas tem também como objectivo a protecção das armaduras aos agentes ambientais agressivos. No caso de fendilhação resultante por esforço transversal ou de perdas de aderência, a injecção das fendas restabelece a rigidez inicial mas, todavia, não soluciona a causa que provocou o seu aparecimento pelo que, se deva adoptar uma técnica adequada para o reforço dos elementos estruturais [2];
- (iii) reforço por adição de armaduras exteriores: pode ser feita recorrendo a chapas de aço ou, mais recentemente, recorrendo a materiais compósitos de carbono, de vidro ou de basalto. A aplicação de qualquer destes materiais tem a obrigatoriedade de recorrer a adesivos para estabelecer a ligação entre o reforço e o elemento a reforçar. Estas soluções podem ter problemas de aderência que têm vindo a ser estudados sendo que, em muitos casos se recorram a chapas de ancoragem para evitar o descolamento prematuro do reforço exterior da superfície de betão. Apesar desta técnica poder ficar condicionada pela resistência do betão nas zonas a reforçar, no final, não se obtém um aumento significativo das dimensões das secções reforçadas de betão armado;
- (iv) encamisamento das secções: consiste no aumento da secção transversal adicionando-se uma armadura suplementar e uma camada de betão que envolvem a secção inicial e onde ficam inseridas as novas armaduras. Tem, relativamente à técnica anterior, a vantagem de se conseguir uma melhor protecção ao fogo e à corrosão das armaduras suplementares e os inconvenientes de ser necessário um aumento das dimensões da secção transversal, o qual pode ter implicações na arquitectura e causar restrições quando se pretende manter a utilização da construção [3]. No entanto, com o aparecimento dos materiais compósitos tem-se assistido a um decréscimo desta técnica em encamisamentos de pilares e vigas dada a grande flexibilidade dos materiais compósitos de matriz polimérica. Como melhoram ainda a ductilidade e a resistência ao corte dos elementos reforçados, o recurso ao encamisamento das secções com materiais compósitos de FRP (em especial em pilares de secção circular) é usado em estruturas situadas em regiões sísmicas [2];
- (v) adição de pré-esforço exterior: esta técnica com aço de pré-esforço é a que conduz, por regra, a melhores resultados por conseguir inverter o campo de tensões instalado nos elementos a reforçar, sendo ainda capaz de conseguir controlar deformações e fendilhações (no caso do betão). Mais recentemente, esta técnica tem vindo a ser explorada recorrendo-se ao pré-esforço de fibras de carbono (CFRP);
- (vi) tratamento electroquímico e protecção catódica: a presença de cloretos, humidade e oxigénio desencadeia o processo de corrosão das armaduras e que cujo volume dos produtos formados pela corrosão origina tensões elevadas nos elementos envolventes. No betão, estas tensões proporcionam o destacamento descontrolado dos recobrimentos de uma forma generalizada. A resolução deste problema passa

- pela reparação através de uma protecção catódica retirando previamente o betão danificado e levando a cabo um tratamento químico para remoção de cloretos;
- (vii) protecção superficial e impregnação (inibidores de corrosão): têm como objectivo reduzir ou eliminar o processo corrosivo e podem ser aplicados na pasta de betão ou directamente nas armaduras.

De entre estas técnicas, o recurso a materiais compósitos de matriz polimérica reforçada com fibras (FRP) tem vindo a suscitar bastante interesse na engenharia civil uma vez que em outras áreas como a aeronáutica ou a mecânica, já tinham demonstrado a sua grande versatilidade e viabilidade de utilização.

Com a necessidade crescente de reforçar e reparar estruturas de betão armado devido ao crescente número de edifícios degradados nas grandes cidades por envelhecimento físico ou/e mecânico natural, pela acção poluente crescente imposta por emissão de gases, chuvas ácidas e ambientes altamente salinos, é natural que diversos investigadores se dediquem ao estudo aprofundado deste tipo de materiais e essencialmente ao benefício da sua aplicação às estruturas de betão armado.

Dada a grande versatilidade deste tipo de materiais compósitos de matriz polimérica na construção civil e à pouca experiência ainda adquirida, surge a necessidade de ter um melhor conhecimento do comportamento e desempenho de estruturas de betão armado reforçadas com materiais compósitos face às solicitações que lhes são exigidas. Por isso, apesar de já existir um grande número de publicações e investigações dedicadas a aspectos específicos das suas utilizações, muitos aspectos surgem ainda sem resposta carecendo de mais investigação nesses domínios. Um desses domínios é a durabilidade dos reforços de estruturas com materiais compósitos, já que a viabilidade técnica e económica de usar compósitos de FRP como material estrutural depende da sua vida útil comparativamente à das soluções clássicas.

A durabilidade destes materiais e principalmente da ligação destes materiais ao betão são pouco conhecidas por serem de recente utilização em engenharia civil e o conhecimento sobre o seu desempenho face ao seu processo de envelhecimento a longo prazo é ainda muito reduzido. O estudo do envelhecimento de estruturas de betão armado reforçadas com compósitos de FRP pode ser realizado em ambiente laboratorial controlado, induzindo um envelhecimento acelerado aos materiais.

No reforço estrutural, a importância de mobilizar a resistência do compósito de FRP é essencial. No caso de reforço por adição de uma armadura exterior, a ligação entre o material de reforço e o betão é decisiva para a mobilização do reforço até à sua ruptura por tracção ou até mesmo até à ruptura por esmagamento do betão. Este desempenho da ligação pode ser condicionado por alguns factores identificados por Ueda e Dai [4] como os que influenciam a ligação entre um FRP e o betão (veja-se a Tabela 1.1).

Muita investigação nesta área tem ainda que ser feita para colmatar as diversas lacunas ainda existentes no conhecimento do desempenho das ligações FRP/betão. No reforço de vigas de betão armado, alguma investigação nesta área tem vindo a ser realizada em Portugal por alguns grupos de investigação. Porém, muito do trabalho inicialmente realizado começou por incidir na ligação aço/betão destacando-se os estudos em vigas de betão armado submetidas à flexão de Alfaiate (1986) [5] e de Viegas (1997) [6]. Mais tarde, Rodrigues (1993) [7], realizou estudos experimentais de corte duplo com recurso a cubos de betão fazendo variar a geometria da ligação, o tipo de

betão, o tipo de resina, o tipo de ligação (com ou sem buchas metálicas) e o tipo de acção (acções monotónicas ou cíclicas). A ligação FRP/betão foi estudada por Nsambu (1998) [8] que para o efeito ensaiou quatro vigas de betão armado com 4,0m e 5,0m de vão reforçadas exteriormente com CFRP avaliando, em modelos de aderência, a curva tensão de aderência *vs.* deslizamento da ligação CFRP/betão.

Na FEUP, Juvandes (1999) [9] ensaiou à flexão de quatro pontos diversas vigas de betão armado de secção rectangular com 1,4m e 1,5m de vão e faixas de laje exteriormente reforçadas com compósitos de CFRP tendo avaliado, entre outros aspectos, a influência do comprimento de colagem, o tipo de preparação de superfície de betão e do adesivo utilizado na colagem dos materiais (CFRP e betão) e a distribuição das extensões no compósito de CFRP bem como das tensões de aderência.

Tabela 1.1: Factores que influenciam a ligação FRP/betão [4].

		Factores influenciadores
Ponto de vista mecânico	Betão	Módulo de elasticidade; espessura; tratamento da superfície; resistência; retracção durante a cura; quantidade de água.
	Fibra	Módulo de elasticidade; resistência; espessura; rigidez; relação comprimento/largura do laminado; orientação da fibra.
	Adesivo Primário	Módulo de elasticidade; resistência; temperatura de transição vítrea; forma de aplicação.
	<i>Putty</i>	
Ponto de vista ambiental		Condições de carga (flexão, corte, punçoamento, ou cíclico), acções ambientais (temperatura ambiente, humidade, raios UV, etc.)

Barros (1995) e Sena-Cruz *et al.* (2004) [10-12] desenvolveram trabalho na área do reforço de vigas de betão armado com inserção, no recobrimento, de laminados de CFRP sob acções monotónicas e cíclicas.

Mais recentemente, alguns estudos em sistemas de CFRP pré-esforçados foram feitos no IST por Domingues (2006) [13] que modelou, por intermédio de elementos finitos, estes sistemas aplicados a vigas de betão armado considerando as propriedades não lineares dos materiais. França (2007) [14], realizou uma campanha de ensaios experimentais em vigas de betão armado em T com diferentes características tais como: diferentes percentagens de armaduras longitudinais; com e sem dano inicial e ancoragens antes e após os apoios.

No IST, Travassos (2004) [15] realizou trabalho na caracterização do comportamento da ligação CFRP/betão e, mais recentemente, Neto (2006) [16] debruçou-se sobre a modelação numérica destas ligações com compósitos de CFRP.

Na FCT/UNL, têm sido feitos trabalhos nesta área procurando-se também ter a preocupação de avaliar o desempenho da ligação FRP/betão quando submetida a diferentes tipos de envelhecimentos artificiais acelerados. Os primeiros estudos de durabilidade em vigas de betão armado foram realizados por Marreiros (2005) [17] e por

Biscaia (2006) [18] e cujas vigas de betão armado foram exteriormente reforçadas com compósitos de CFRP e de GFRP, respectivamente.

No panorama internacional, para além de muitos trabalhos experimentais, tem-se assistido ao recurso crescente a programas de cálculo automático para modelar o reforço de elementos estruturais de betão armado e, em especial, à modelação do comportamento não linear da ligação entre o compósito de FRP e o betão. Saouma (2007) [19], em colaboração com outros investigadores australianos, tem desenvolvido alguns conceitos teóricos para modelar os modos de fractura da ligação entre o compósito de FRP e o betão que estão implementadas no programa de cálculo MERLIN II [20].

O conhecimento da durabilidade do reforço estrutural através de compósitos de FRP, por colagem externa, carece ainda de investigação que permita esclarecer mecanismos de degradação e a sua correlação com as causas e parâmetros que as caracterizem. Em particular, o comportamento da aderência entre FRP-adesivo-betão acrescenta dificuldades adicionais, face à relativa escassez de dados sobre o modo como se degrada e pode comprometer o reforço estrutural. Neste domínio, alguns trabalhos com compósitos de FRP têm sido desenvolvidos nas Universidades dos Estados Unidos da América. Na Universidade da Califórnia, em San Diego, Karbhari [21-24] desenvolveu trabalho com compósitos de FRP em especial na durabilidade de materiais compósitos. Na Universidade do Colorado, refira-se o trabalho de Cusson e Xi (2002) [25] que realizaram ensaios de tracção com compósitos de CFRP e de GFRP submetidos a ciclos de gelo e degelo (de -29°C a $+20^{\circ}\text{C}$). No Instituto de Tecnologia de Massachusetts, Büyüköztürk (2007) [26] tem realizado estudos experimentais e de modelação computacional sobre o efeito da humidade na ligação entre materiais compósitos e o betão.

Na Austrália, Oehlers e Seracino [27] da Universidade de Adelaide deram um grande contributo no estudo do comportamento da ligação entre um FRP e o betão.

Outro grande contributo vem da Universidade de Hokkaido, no Japão, onde Ueda e Dai [4, 30] têm um vasto trabalho na modelação numérica da ligação entre um FRP e o betão.

Na Europa, Portugal, Grécia e Itália têm sido os países que mais têm contribuído com diversos estudos sobre o comportamento da ligação FRP/betão. Refira-se, por exemplo, em Itália, Savoia e Ferracuti (2005) [31, 32] da Universidade de Bolonha, Ferretti [33] da Universidade de Parma; e Faella e Martinelli [34, 35] da Universidade de Salerno. Na Grécia, destaca-se o trabalho de Triantafyllou e Antonopoulos [36] ambos da Universidade de Patras.

1.2. Objectivos da tese

O presente trabalho incide no estudo da degradação da aderência na ligação GFRP/betão em vigas de betão armado e na consequente interpretação do desempenho da ligação GFRP/betão, mesmo quando submetidas a ambientes adversos de envelhecimento acelerado. A análise da ligação GFRP/betão através de ensaios de corte duplo sobre diferentes ciclos de envelhecimento é também estudada.

A necessidade de se realizar mais investigação na área da durabilidade de estruturas de betão exteriormente reforçadas com compósitos de FRP resulta de uma

série de questões que se colocam a um projectista ou à comunidade científica da área de reforço estrutural. Por exemplo, questões como os efeitos da exposição da ligação FRP/betão a ambientes severos designadamente ciclos de nevoeiro salino, ciclos de marés, ciclos de temperatura e de humidade, combinados ou não com a acção de sais, são ainda pouco conhecidos e considerados de forma pouco fundamentada nos códigos ou normas da especialidade.

Decorre das situações descritas, a importância de aprofundar conhecimentos nestes tópicos através de estudos que incluam envelhecimento acelerado e que gerem resultados e interpretações que sirvam de base para aplicação mais sustentada desta técnica de reforço estrutural em vigas e lajes.

Assim, na procura de algumas respostas a estas questões foram seguidas orientações que permitem definir os principais objectivos deste trabalho tais como:

- Conceber e testar provetes reforçados por compósitos de fibra de vidro em matriz epoxídica (GFRP) que permitam avaliar a evolução temporal de variáveis caracterizadoras da aderência quando sujeita a agentes ambientais controlados de modo acelerado;
- Definir essas condições ambientais de modo a possibilitar a extrapolação para os casos de envelhecimento natural e procurar estabelecer essas relações;
- Incluir no programa de envelhecimento artificial ciclos de temperatura, ciclos de nevoeiro salino e imersão em água 5% salina;
- Estudar a influência dos envelhecimentos considerados na alínea anterior na capacidade resistente dos provetes reforçados com compósito de GFRP quando submetidos à flexão;
- Fazer o estudo da degradação do comportamento resistente de provetes de GFRP sujeitos aos mesmos tipos de envelhecimento e da variação da sua temperatura de transição vítrea;
- Analisar a variação das características mecânicas do betão sujeito a nevoeiro salino e a imersão em água salgada;
- Colectar e comparar os efeitos separados do envelhecimento sobre os provetes planos de GFRP e sobre os cubos de betão com os efeitos no sistema flectido GFRP/betão e extracção de conclusões tendo em conta os mecanismos de ruptura achados e as degradações de cada um dos três casos;
- Aperfeiçoar modelo computacional a três dimensões de modo a representar de modo adequado o comportamento dos provetes não envelhecidos e envelhecidos quando levados à ruptura por flexão;
- Procurar modelar computacionalmente a degradação do sistema estrutural, através da consideração das modificações das propriedades dos materiais betão e GFRP;
- Propor ajustes nas recomendações dos códigos de modo a levar em conta os efeitos da degradação por envelhecimento dos materiais estudados.

Para o efeito, foi idealizado uma campanha de ensaios que permitiu realizar 44 ensaios à flexão de três pontos de vigas de secção rectangular com 570mm de vão e realizar o ensaio de 3 vigas à flexão de quatro pontos de secção transversal em T e vão de 3000mm. Complementariamente às vigas, foram também concebidos 64 provetes de betão colados com compósito de GFRP para ensaiar ao corte de modo a permitir a quantificação de alguns parâmetros de suporte à análise computacional. Os ensaios de

corte realizados pretendem, por um lado fornecer dados para a análise computacional, por outro possibilitam a validação do uso do programa de cálculo automático aquando da fase de projecto, permitindo ao projectista a sua utilização mediante a adopção de metodologias e a quantificação de parâmetros inerentes a um reforço de vigas de betão armado com compósitos de GFRP que neste trabalho se pretendem esclarecer.

Este estudo surgiu na sequência da investigação realizada anteriormente [18] e da necessidade crescente em adquirir conhecimentos mais aprofundados e mais representativos da degradação duma ligação GFRP/betão. A modelação computacional efectuada em [18] contemplava apenas o recurso a modelos bidimensionais sendo que, havendo actualmente disponível uma versão tridimensional se tenha optado por esta solução a 3D. Esta abordagem levou a que a modelação da ligação GFRP/betão tivesse que ter uma abordagem completamente distinta de [18]. Se antes se tinha adoptado barras de secção circular equivalentes à área da secção de reforço para simular o reforço de GFRP associando-lhes uma lei do tipo *bond-slip*, agora utilizaram-se elementos finitos de interface que permitem simular uma ligação entre dois elementos.

Todo o trabalho experimental foi levado a cabo nos Laboratórios do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Nova de Lisboa.

1.3. Organização da tese

Este documento está dividido em 7 capítulos incluindo a introdução e as conclusões.

No Capítulo 2, faz-se um estado da arte sobre comportamento e modelação numérica de interfaces coladas entre elementos estruturais de betão armado e compósitos de FRP, tendo em especial atenção a degradação da ligação entre um compósito e o betão quando sujeito a envelhecimento artificial acelerado. Faz-se ainda referência a trabalhos que, de certa forma, revelam a possibilidade de extrapolar as condições de envelhecimento acelerado em laboratório para as condições naturais ou reais a que um reforço exterior por um compósito está sujeito.

No Capítulo 3, apresenta-se a caracterização do comportamento mecânico dos materiais utilizados nos ensaios de flexão e de corte realizados. Os materiais testados foram o betão, o aço e o GFRP. Define-se ainda todo o programa experimental a que se recorreu para se avaliar a evolução da degradação da ligação GFRP/betão.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados experimentais obtidos dos ensaios de corte duplo realizados com o objectivo de caracterizar a ligação GFRP/betão com vista à fase posterior de modelação computacional. Aqui, foi também abordado uma análise, interpretação e comparação dos resultados obtidos dos ensaios de corte duplo em provetes submetidos a diversos tipos de envelhecimento acelerado.

No Capítulo 5 apresentam-se e discutem-se os resultados experimentais dos ensaios à flexão de três pontos das vigas de secção transversal rectangular. Faz-se também uma comparação dos resultados das vigas às 0 horas (sem envelhecimento acelerado) com vigas sujeitas aos diferentes ciclos de envelhecimento acelerado. O comportamento e desempenho da ligação GFRP/betão nestas vigas de secção rectangular é também abordado e discutido.

No Capítulo 6, apresentam-se, interpretam-se e comparam-se os diferentes resultados dos ensaios experimentais de vigas de betão armado de secção transversal em T. Neste capítulo, foram ensaiadas uma viga sob carregamento monotónico e outra

sob carregamento cíclico ficando a terceira como viga de referência e na qual não se colocou na fibra mais traccionada o compósito de GFRP. Devido às dimensões destas vigas, não foi possível realizar ensaios em vigas sujeitas a ciclos de envelhecimento acelerado. Porém, com base nos resultados dos ensaios apresentados nos dois capítulos anteriores, tentou-se apresentar algumas propostas para o dimensionamento ao nível da aderência de um reforço com compósitos de GFRP em estruturas de betão armado envelhecidas.

No Capítulo 7, descrevem-se os modelos computacionais adoptados para os provetes ensaiados quer à flexão quer ao corte recorrendo ao programa de cálculo automático ATENA. É realizado um estudo comparativo do comportamento experimental da ligação GFRP/betão com o modelos tridimensionais tentando-se ainda modelar convenientemente os ensaios realizados sujeitos a ciclos de envelhecimento através do programa de cálculo ATENA.

O presente estudo termina com o Capítulo 8 no qual se faz um resumo das principais conclusões alcançadas neste trabalho e indicam-se alguns aspectos que poderão ser desenvolvidos e aprofundados em trabalhos futuros.

Capítulo 2

Revisão bibliográfica sobre o desempenho e a modelação da ligação FRP/betão

2.1. Introdução

No exercício da engenharia, qualquer Engenheiro Civil é conduzido muitas vezes a analisar elementos estruturais constituídos por mais do que um material. A hipótese de que a interface de ligação entre eles é rígida é bastante confortável, embora do ponto de vista do dimensionamento seja bastante questionável. Se ao longo da vida útil de uma estrutura, o historial de carga que lhe está associado não proporciona o aparecimento de qualquer fenda na interface de ligação, então este problema não requer atenção especial. Contudo, este tema toma especial importância quando a dada altura da vida útil da estrutura, a interface da ligação desenvolve fendas devido a deslocamentos relativos entre os materiais envolvidos na ligação.

As barragens gravíticas de betão são um exemplo em que esta problemática pode ser um tema de extrema importância tal como a interface colada entre elementos estruturais de betão armado e compósito de FRP. De facto, o necessário conhecimento profundo e adequado do comportamento da ligação quer seja entre o betão e a rocha quer seja entre o betão e o compósito de FRP é fundamental para se garantir a segurança da barragem [37] ou da estrutura reforçada com FRP.

Para a análise dos deslocamentos relativos na interface da ligação é necessário quantificar e entender o desenvolvimento das tensões na ligação. Em geral, quando se admite que a ligação entre materiais é rígida, as tensões na ligação que se desenvolvem ao longo da interface são superiores às tensões de uma ligação em que se admite uma ligação não rígida. A hipótese de uma ligação rígida assume uma transferência de tensões que, na realidade, está sobreestimada. Esta situação pode levar, dependendo do tipo de estrutura, a um sobre ou sub dimensionamento estrutural. Assim, o estudo do comportamento estrutural apenas pode ser feito com recurso a técnicas de análise não linear que tomem em consideração os efeitos de descontinuidade da ligação.

Do ponto de vista matemático, a inclusão de expressões que possam traduzir correctamente o comportamento dum ligação entre dois materiais pode levar a uma resolução analítica mais complexa precisamente por se tratar de um problema não linear

quer ao nível dos materiais envolvidos quer ao nível do comportamento mecânico da própria interface. Com a maior complexidade das estruturas actuais, das propriedades dos materiais e das condições de fronteira necessárias para o desenvolvimento das formulações numéricas, tem-se assistido com predominância ao recurso a modelos numéricos baseados em elementos finitos. Esses elementos são vulgarmente chamados por elementos finitos de interface e estão associados a modos de ruptura que permitem simular o desenvolvimento real das fendas ao longo da interface.

No sentido de se compreender melhor o comportamento não linear de um betão ou de uma ligação entre dois materiais distintos, é necessário perceber de que forma ou por que modos é que esses materiais ou ligações poderão romper. Na literatura, por exemplo [38-40], encontram-se vulgarmente as definições de três modos de ruptura distintos que dão origem, após a abertura de uma fenda, à propagação da fendilhação: Modo I (*opening* ou *tension mode*), correspondente ao modo em que a interface da ligação separa-se perpendicularmente ao plano de ruptura; Modo II (*sliding mode*), correspondente ao modo em que a interface da ligação desliza no plano de ruptura proporcionando deslocamentos relativos entre os materiais ligados; e Modo III (*tearing mode*), correspondente ao modo em que a interface da ligação separa-se ainda que no plano de ruptura, perpendicularmente ao desenvolvimento da fendilhação (ver Figura 2.1). Na maioria dos casos reais os deslocamentos das superfícies de uma dada fenda são caracterizados por uma mistura destes três modos. A designação vulgar desta combinação de modos é denominada por modo misto (*mixed mode*) e pode ser obtida a partir da sobreposição dos modos envolvidos no processo de iniciação e propagação da fendilhação. Esta combinação dos três modos apesar de ser uma situação vulgar é porém laboratorialmente pouco estudada mas segundo Borelli *et al.* [38] pode ser encontrada no estudo de 1965 de Paris e Sih [41].

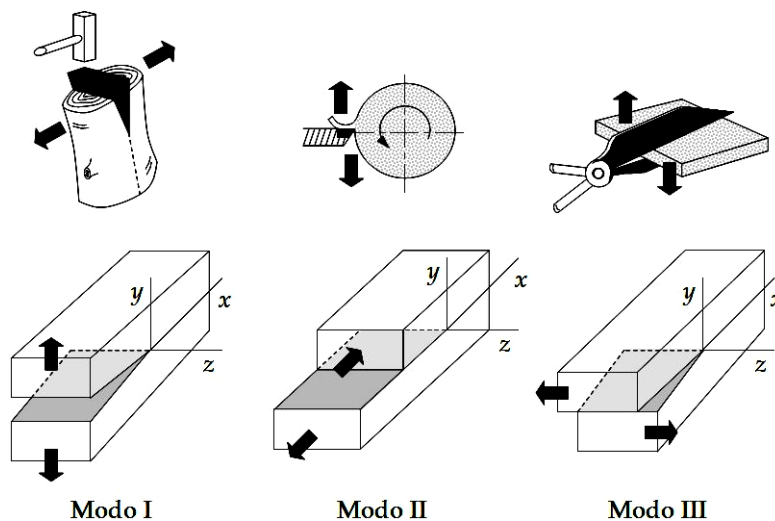


Figura 2.1: Modos de fractura. Adaptado de [40].

Refira-se ainda que a estes modos de ruptura estão ainda associadas as propriedades dos materiais envolvidos na ligação tais como a tensão de ruptura à tracção (f_t) e à compressão (f_c), o módulo de elasticidade (E), a coesão (c) e a energia de fractura (G_F). A energia de fractura pode ser definida como a energia necessária para romper uma área unitária de interface. A quantificação da energia de fractura associada a cada um dos

modos de ruptura deve ser obtida através de ensaios experimentais isolados para cada um dos modos, devendo evitar-se ensaios experimentais em que a combinação entre eles seja preponderante.

2.2. Modos de fractura

A abertura e desenvolvimento de uma dada fenda são controlados pela combinação de tensões a que a fenda está submetida. As superfícies das fendas cujas fronteiras na vizinhança da extremidade da fenda estão livres de tensões, influenciam altamente a distribuição das tensões em torno da mesma. Com a aplicação de mais cargas, as condições de fronteira em torno da fenda vão-se alterando, afectando assim o campo de tensões em torno da fenda. A análise elástica das tensões recorre ao conceito do factor de intensidade de tensão K (*stress intensity factor*) e que é utilizado na descrição do campo de tensões gerado na região de abertura da fenda. Como se referiu anteriormente, a abertura e propagação de uma fenda pode ser dividida em três modos, aos quais correspondem também três campos de tensões diferentes. Assim, três factores de intensidade de tensão K_I , K_{II} e K_{III} são utilizados para caracterizar o campo de tensões desses três modos pelo que, conhecido o valor de K correspondente a um determinado modo (por exemplo o modo I, K_I), as tensões e os deslocamentos na vizinhança do início da formação da fenda podem ser determinados.

Embora os três valores dos factores de intensidade de tensão controlem a abertura da fenda, eles foram obtidos a partir de uma análise elástica e, por isso, não reflectem o comportamento real da maioria dos materiais usados na engenharia. Se numa análise elástica podem sobrepor-se as tensões dos três modos de fractura obtidos isoladamente, já para o caso de uma análise não elástica essa sobreposição deixa de ser válida. Por exemplo num betão, para se ter em conta o comportamento não elástico do material, recorre-se usualmente a um conceito de desenvolvimento gradual da fendilhação e que tem em conta, entre outras coisas, o agregado e a plasticidade do material. Esta análise explicar-se-á melhor mais adiante.

2.3. Leis constitutivas de materiais frágeis

Um grande desafio que os engenheiros frequentemente se deparam reside na capacidade de prever a ruptura de um dado material com comportamento frágil ou quase frágil quando submetido a um dado estado de tensão. Ao longo dos anos, muitos critérios de ruptura foram sendo propostos não se tendo chegado porém, a uma uniformização uma vez que o processo de ruptura de uma rocha ou de um betão é um processo complexo. Diversos parâmetros são considerados em todos os critérios mas o uso ou não de todos eles ou até mesmo a combinação entre eles com o intuito de prever a ruptura com grande fiabilidade, continua a ser ainda um tema algo incerto. A representação de materiais com comportamento frágil ou praticamente frágil tem sido, por isso, objecto de vários estudos tendo em vista a aproximação do seu comportamento por intermédio de leis constitutivas. No domínio da Mecânica das Rochas tais leis baseiam-se essencialmente em resultados dos ensaios triaxiais e que, por sua vez, têm

sido utilizados para o desenvolvimento directo de descrições empíricas da resistência última destes materiais [42] permitindo a caracterização de diversas rochas.

Da análise dos resultados dos ensaios triaxiais destes materiais sob diversas tensões de confinamento, tem levado ao desenvolvimento de diversas teorias de ruptura empíricas que tentam descrever uma linha que envolve os círculos correspondentes a diversos estados de ruptura no critério de Mohr. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb assume que, para uma dada tensão principal tal que $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, a componente da tensão principal intermédia σ_2 não tem influência na ruptura do material.

Porém, no caso das tensões principais serem todas de tracção, o critério de Mohr-Coulomb fornece valores diferentes daqueles que se obtêm por via experimental. Esta constatação deve-se a que as linhas rectas, tanto do semi plano superior tanto do semi-plano inferior formarem um vértice, o qual não existe na realidade. Nestes casos, deve utilizar-se o critério da tensão normal máxima, ou seja, deve verificar-se a condição $\sigma \leq \sigma_c$ definida pela linha a tracejado da Figura 2.2.

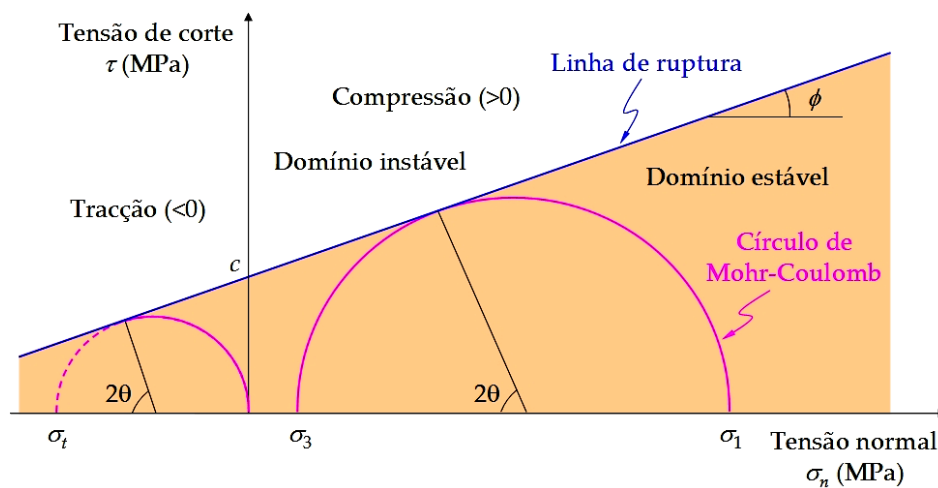


Figura 2.2: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Segundo o critério de Mohr, o material não rompe enquanto se verificar a condição expressa pela equação:

$$\sigma_1 \cdot (1 + \sin \phi) - \sigma_3 \cdot (1 - \sin \phi) < 2c \cdot \cos \phi \quad (2.1)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito do material e c a coesão que indica a resistência às tensões tangenciais quando a tensão normal é nula.

No seguimento deste tipo de situação, diversas propostas têm sido analisadas sendo o trabalho de Hoek e Brown [44] um dos que é mais consensual. Segundo estes autores, a linha de ruptura linear adoptada inicialmente no critério de Mohr não seria representativa da ruptura pelo que, a adopção de uma linha de ruptura parabólica do tipo $y^2=x$, tornaria a envolvente de ruptura mais restritiva e mais representativa do comportamento dos materiais frágeis à tracção.

Ainda segundo Hoek e Brown [44], a superfície de ruptura é definida de acordo com a expressão:

$$\tau = A \cdot \sigma_c \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} - T \right)^B \quad (2.2)$$

onde A e B são constantes que definem a forma da linha de ruptura de Mohr; σ_c é a tensão de ruptura à compressão do material; T é dado pela expressão:

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right) \quad (2.3)$$

em que m e s são constantes adimensionais que dependem intrinsecamente do tipo de material.

Na Tabela IV do trabalho de Hoek e Brown [44], pode-se encontrar os valores recomendados para as constantes A , B , m e s para diversos materiais com comportamento frágil.

2.3.1. Comportamento frágil do betão

Apesar do betão ser um material muito antigo, o seu comportamento frágil permanece ainda longe de estar bem conhecido. A capacidade resistente de um betão depende das microfendilhações que precedem a sua capacidade resistente máxima pelo que, num ensaio uniaxial em prismas de betão com controlo da deformação, pode observar-se um abaixamento acentuado dessa capacidade resistente após se ter atingido a tensão de tracção máxima, conforme se mostra pela Figura 2.3 [45]. A razão deste abaixamento reside na heterogeneidade que o betão apresenta proporcionando-lhe um comportamento não linear. O comportamento não linear do betão armado fica a dever-se essencialmente a: (i) fendilhação do betão sob tensões de tracção; e (ii) a cedência das armaduras ou esmagamento do betão em compressão. As não linearidades surgem também da interacção dos constituintes do betão armado como as leis *bond-slip* que se estabelecem entre as armaduras e o betão envolvente, da interligação entre os agregados bem como da resposta das armaduras perante o aparecimento de uma fenda. Outros factores que dependem da variável tempo como a fendilhação, retracção e variações de temperatura também contribuem para o comportamento não linear do betão. Analogamente, a relação tensão-extensão do betão não é apenas não linear, mas é também diferente quando submetida a tensões de tracção ou de compressão e as propriedades mecânicas dependem da idade do betão aquando da solitação e das condições ambientais, tais como a humidade e a temperatura [46].

O comportamento não linear do betão é também identificável para níveis de tensão baixos. Esta característica é justificável pelas microfendas que se desenvolvem na interface entre os agregados e a restante mistura de cimento que surgem por segregação, retracção, expansão térmica ou até mesmo pela diferença de rigidez entre os agregados e a mistura de cimento. Como esta interface apresenta uma resistência consideravelmente inferior à tensão resistente da mistura de cimento, esta interface é por conseguinte o elemento mais frágil do sistema conferindo ao betão um comportamento também não linear para níveis de tensão muito baixos.

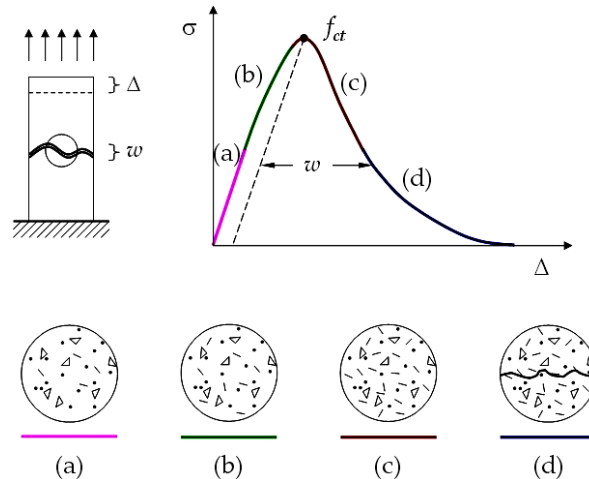


Figura 2.3: Gráfico tensão-deslocamento de um provete de betão submetido à tracção. As regiões de (a) até (d) representam as microfendilhações (a) devido a segregações, a tensões de retracção ou a expansões térmicas; (b) a microfendilhações devido ao desenvolvimento de tensões de tracção; (c) a acumulação da microfendilhação; e (d) a transição de microfendilhação para a macrofendilhação. Adaptado de [45].

Este comportamento complexo do betão demonstra que o dimensionamento tradicional do betão é inadequado até porque a resistência da fractura é muitas vezes dependente das dimensões da peça [47]. Esta dependência deve-se essencialmente às deformações não lineares provocadas pelas microfendilhações que estes materiais apresentam em detrimento da plasticidade. Desta forma, as tentativas iniciais de aplicação da mecânica da fractura para representar as relações constitutivas do betão foram mal sucedidas porque as aproximações iniciais baseavam-se na mecânica da fractura elástica linear (*Linear Elastic Fracture Mechanics* – LEFM) e falharam pela falta de consideração de uma zona ou região de desenvolvimento da fractura (*Fracture Process Zone* – FPZ). A FPZ vem assim desempenhar um papel fundamental na análise do desenvolvimento ou/ crescimento de uma fenda e consequentemente no desenvolvimento da mecânica da fractura não linear (*Non Linear Fracture Mechanics* – NLFM). Os diversos mecanismos de formação de uma microfenda já aqui referidos são explicados através da FPZ e todos esses mecanismos contribuem para a energia necessária libertar na formação de uma fenda. Esta consideração numa análise baseada na NLFM pode ser determinante na previsão do comportamento de um dado elemento estrutural de betão armado. Por exemplo, em [48], a modelação da viga proposta por Nicolae Iosipescu [49] submetida ao corte em quatro pontos foi analisada com o recurso à LEFM e NLFM. Dos resultados obtidos chegou-se à conclusão que a LEFM não se aplicava ao modelo, principalmente, por se tratar de uma viga de pequenas dimensões. Apesar de se ter levado em consideração a energia de fractura (G_f) do betão na modelação, esta tomaria relevância se fosse incluída no processo de dissipação de energia traduzido pela FPZ pelo que, a carga máxima atingida na modelação foi bastante sobrestimada. Em contrapartida, a NLFM (associada a um modelo de distribuição contínua da fenda e que mais adiante se descreve) permitiu descrever com maior exactidão a curva carga-deslocamento das vigas.

Refira-se ainda que no gráfico da Figura 2.3 representaram-se os deslocamentos em detrimento das extensões no betão pelo facto de não se conseguir medir as extensões na região que fica danificada pelo que o alongamento (Δ) do provete é dado pela expressão:

$$\Delta = \varepsilon \cdot \ell + w \quad (2.4)$$

onde ε é a extensão (uniforme) do provete; ℓ é o comprimento inicial do provete; e w é o deslocamento originado pela abertura da fenda (*Crack Opening Displacement* – COD). Assim, a extensão média (ε_m) do provete pode ser obtida pela expressão:

$$\varepsilon_m = \frac{\Delta \ell}{\ell} = \varepsilon + \frac{w}{\ell} \quad (2.5)$$

A expressão (2.5) sugere assim que após a máxima tensão de tracção, a extensão média depende do comprimento do provete pelo que, a curva tensão-extensão não é uma propriedade do material. Este comportamento é conhecido como o efeito de localização da extensão (*Strain Localization Effect* – SLE). Assim, é frequente recorrer-se a duas curvas para caracterizar o comportamento do betão submetido a tracções: (i) uma curva tensão-extensão até à tensão de tracção máxima do betão; e (ii) uma curva tensão-COD pós tensão de tracção máxima do betão que toma em consideração a zona ou região de fractura [50]. Se na primeira curva se pode admitir uma relação linear (dada a grande semelhança com o regime elástico linear), já a segunda curva tem sido sujeita a algumas adaptações desde a adopção de um comportamento linear a um comportamento exponencial (ver Figura 2.4). Estas suposições que se encontram vulgarmente na literatura [19, 37, 46, 48, 51, 52] dependem essencialmente de dois factores: (i) da simplicidade analítica que proporcionam em particular no regime linear; e (ii) da maior aproximação à realidade da região de desenvolvimento da fractura (FPZ) que por sua vez é modelada em programas computacionais que exigem bastante esforço de cálculo.

A Figura 2.5a representa um esquema da formação da zona de desenvolvimento da fendilhação no betão apresentando-se duas idealizações dessas formações na Figura 2.5b e Figura 2.5c. As microfendas que surgem para estados de tensão baixos aumentam com o incremento de carga e quando existe um número significativo de microfendas unificam-se formando então uma macrofenda. Neste procedimento prévio de formação das macrofendas estabelece-se a ligação entre estes dois tipos de fendas (micro e macro) que é definida por uma região onde os agregados são os responsáveis pela não completa abertura da fenda. Esta zona de desenvolvimento da fendilhação desempenha um papel vital no crescimento e desenvolvimento da fenda e pode ser modelada considerando um abaixamento das extensões nessa região (ver Figura 2.5c) ou admitindo o conceito da fenda fictícia desenvolvido por Hillerborg [53, 54] (ver Figura 2.6b). O termo fictício é usado para subentender-se que na zona de desenvolvimento da fendilhação, a fenda não pode ser contínua com a total separação das faces como acontece numa fenda real completamente livre de tracções. Este conceito, também conhecido pelo modelo da zona coesiva (*cohesive zone model* – CZM), assume que a relação tensão-COD (σ - w) observado na região degradada de um provete de betão é uma propriedade do material e não das dimensões do provete [47]. Este modelo é assim desenvolvido sob as seguintes

condições [50]: (i) a FPZ localiza-se numa banda estreita a seguir à extremidade da abertura da fenda; (ii) o efeito da deformação inelástica na FPZ é modelado pela introdução de um comprimento da fenda fictícia igual ao comprimento da fenda real e do comprimento da FPZ; (iii) a modelação constitutiva na FPZ baseia-se na relação tensão-deformação do material sob tensão; e (iv) o material fora da fenda fictícia tem um comportamento elástico.

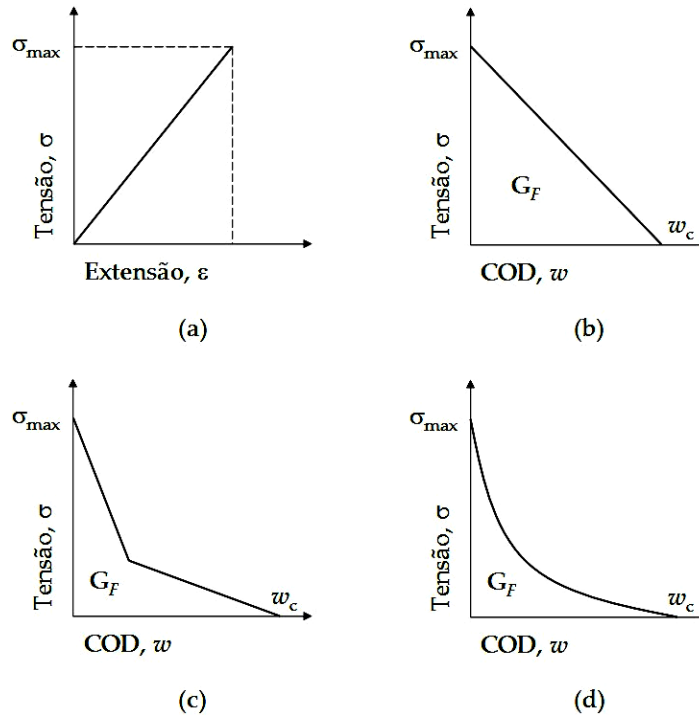


Figura 2.4: (a) Relação tensão-extensão linear do betão antes de atingir-se a FPZ; (b) Relação tensão-COD linear durante a FPZ; (c) Relação tensão-COD bi-linear durante a FPZ; (d) Relação tensão-COD exponencial durante a FPZ.

A Figura 2.6a representa a curva tensão-deformação num betão e a Figura 2.6b representa a idealização da zona de fractura com o respectivo desenvolvimento da fenda.

Na extremidade da fenda que se encontra livre de tensões, a zona de fractura alcança uma deformação crítica (w_c). Neste ponto as tensões são nulas contudo, no início da zona de fractura as tensões são iguais à tensão de tracção no betão (f_{ct}) conforme se mostra na Figura 2.5b. Assumindo que a tensão (σ) e o deslocamento devido a abertura da fenda (w) estão estritamente relacionados, a energia crítica libertada no desenvolvimento da fenda é calculada pela expressão:

$$G_{cr} = \int_0^{w_c} \sigma dw \quad (2.6)$$

Segundo Anderson [47] a hipótese chave do modelo de Hillerborg de que a relação tensão-COD (σ - w) é unicamente uma propriedade do material não é absolutamente correcta na maioria dos casos já que as zonas de fractura produzidas durante a fendilhação do betão são frequentemente largas e a interacção entre a zona de fractura e as condições de fronteira livres podem influenciar o comportamento do betão.

Consequentemente, a energia de fractura crítica (G_{cr}) não é, geralmente, uma propriedade do material mas pode depender da dimensão do provete. Os valores das rigidezes de fractura de ensaios cujos provetes têm dimensões pequenas tendem a ser menores do que os resultados obtidos para provetes de maiores dimensões.

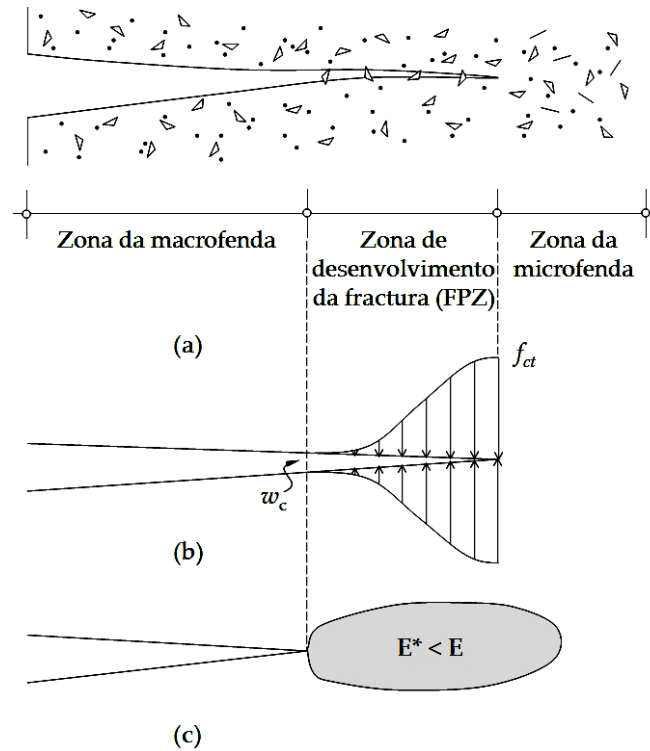


Figura 2.5: (a) Formação da zona de desenvolvimento da fractura (FPZ) atrás da macrofendilhação; (b) Desenvolvimento das tensões de compressão na FPZ; e (c) Adopção de uma abaixamento das extensões na FPZ. Adaptado de [47, 50].

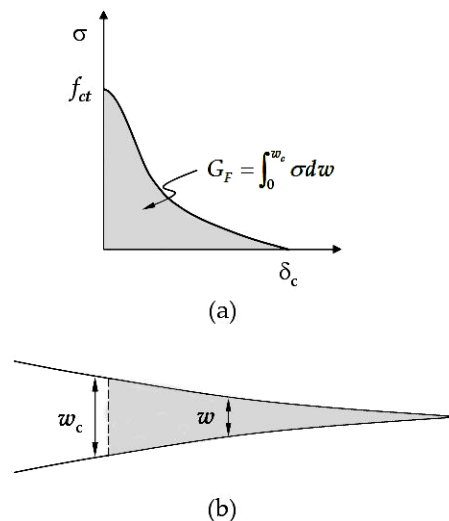


Figura 2.6: Modelo da fenda fictícia para o betão: (a) Gráfico tensão-COD; e (b) Zona de fractura com o desenvolvimento de uma fenda.

Segundo Anderson [47], este fenómeno do efeito das dimensões na fractura do betão tem vindo a merecer especial atenção nomeadamente por [55-59]. Ainda de acordo com

Anderson [47], alguns destes efeitos das dimensões podem ficar a dever-se ao uso inadequado de dados nos métodos desenvolvidos. Por exemplo, se a rigidez da fractura é computacionalmente modelada ao substituir-se a carga de fractura numa matriz elástica e linear K ou na relação da energia de fractura G , o resultado final virá dependente das dimensões do provete já que a não linearidade decorrente da FPZ não foi considerada. Tal modelação é semelhante à aplicação das expressões elásticas lineares de K relativamente a provetes metálicos que exibem uma plasticidade significativa pré-colapso. Mesmo modelações que tenham em consideração a FPZ revelam ser dependentes das dimensões dos provetes usados nos ensaios.

2.3.2. Interfaces FRP/betão

Um dos aspectos mais importantes de uma ligação entre um FRP e um betão reside no modo de ruptura associado ao descolamento do FRP da superfície colada. Uma análise não linear baseada na Mecânica de Fractura é importante sendo essencial para a estimativa do modo de ruptura a quantificação das energias envolvidas no processo de descolamento do FRP. As energias de fractura associadas a cada modo de fractura são obtidas experimentalmente isolando-se, por ensaio, cada um deles.

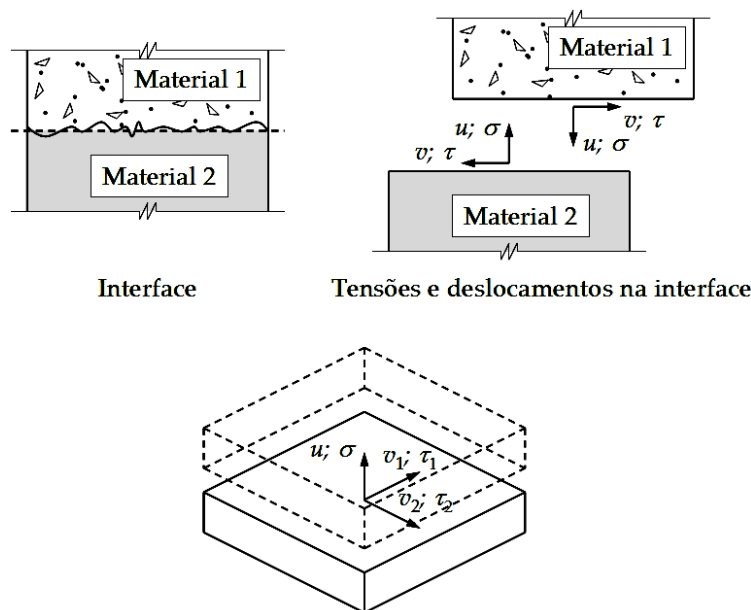


Figura 2.7: Idealização da interface entre dois materiais distintos. Baseado em [60].

Na ligação entre dois materiais, assume-se que se desenvolvem tensões no plano da ligação (tensões de corte) e tensões perpendiculares (tensões normais) ao plano de colagem (veja-se a Figura 2.7). A estimativa destas tensões serve de base ao desenvolvimento de envolventes de ruptura que têm como objectivo fundamental prever a ruptura da interface. Associado às tensões, as deformações que ocorrem na interface são de origem elástica e inelástica. Se as elásticas se devem ao comportamento elástico dos materiais, as inelásticas devem-se a microfendas e ao atrito interno da interface [60]. O início do processo da ruptura da interface ocorre quando microfendas se desenvolvem na interface dando lugar a uma região de desenvolvimento da fractura

(FPZ) que é controlada por relações similares às mostradas na Figura 2.4 até ao momento da ruptura ou descolamento completo dos materiais.

Nos sub-capítulos seguintes explica-se a determinação experimental das energias de fracturas dos modos I e II de fractura.

2.3.2.1. Determinação da energia de fractura

A determinação experimental das energias de fractura associadas a cada modo são dependentes da forma como as superfícies fracturam e, para uma melhor quantificação de G_F , dever-se-á ter o cuidado em isolar, ou pelo menos ter um só modo predominante no ensaio, o modo que se pretende efectivamente estudar.

De um ponto de vista da resistência estrutural de um reforço exterior, os modos mais relevantes e conseqüentemente mais estudados são os modos I e II. Esta predominância dos dois primeiros modos pode ficar a dever-se à ocorrência simultânea destes modos aquando de um qualquer desastre natural como o caso de sismo. De um ponto de vista da durabilidade, os elementos submetidos, por exemplo, a ciclos de gelo e degelo em ambientes de grande humidade ou até mesmo de actos de vandalismo para tentar descolar o compósito de FRP, ficam a dever-se essencialmente ao Modo I. Em termos de mobilização do Modo II, refira-se, por exemplo, os efeitos diferenciais de temperatura entre o compósito de FRP e o betão.

Determinação experimental de G_F^I

Numa ligação entre um compósito de FRP e o betão, muitas são as variáveis que podem alterar o valor de G_F de cada modo. A energia que é libertada por unidade de área pode depender não só do tipo de FRP ou do tipo ou classe de betão (dimensões e origem dos agregados, relação água/ligante) mas como também do tratamento imposto à superfície de betão a colar. De acordo com Victor Giurgiutiu *et al.* [61], uma boa ligação entre um FRP e o betão conduz a energias de fractura mais altas. Esta conclusão é suportada pelos autores com base em 15 ensaios de blocos de betão colados com compósitos de GFRP submetidos a uma força perpendicular à superfície de colagem simulada através da imposição de um deslocamento constante de 0.13mm/seg.

Um ensaio típico para a determinação da energia de fractura do Modo I encontra-se esquematicamente representado na Figura 2.8 e que foi seguido nos trabalhos de Victor Giurgiutiu *et al.* [61] e Björn Täljsten [62]. Neste ensaio, assume-se que, o compósito de FRP é muito menos rígido que o elemento de betão, e, por conseguinte, as deformações no FRP são dominantes dando-se também ao Modo I de fractura predominância. O compósito de FRP é ainda considerado como uma viga de largura b_f , espessura t_f e módulo de elasticidade E_f . À medida que o deslocamento perpendicular à superfície de colagem aumenta, a força também aumenta. A dado momento, quando se está a impor uma força P perpendicular à superfície de colagem, o compósito de FRP descola e uma fenda de comprimento a surge na interface entre o FRP e o betão. Nesse mesmo instante, uma diminuição repentina do valor da força é verificada (linha AB da Figura 2.9. À medida que a fenda aumenta de a para $a+da$, a carga diminui de P para $P-dP$. A energia libertada durante este processo é representada pela área limitada pelo triângulo OAB e pode ser obtida a partir da expressão:

$$A_{OAB} = \frac{1}{2} w \cdot P - \frac{1}{2} w \cdot (P - dP) = \frac{1}{2} w \cdot dP \quad (2.7)$$

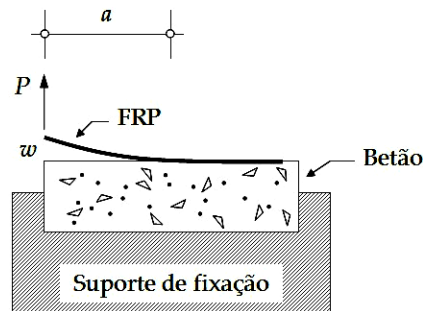


Figura 2.8: Esquema do ensaio para determinação da energia de fractura do Modo I. Baseado em [61].

Esta libertação de energia é usada para promover a formação e desenvolvimento de mais fendas. A energia assim libertada neste processo por unidade de área ($b_f \cdot da$) não é mais que a energia de fractura (G_F) da ligação e pode ser expressa de acordo com a expressão:

$$G_F = - \frac{1}{2b_f} \cdot \frac{w \cdot dP}{da} \quad (2.8)$$

onde o sinal (-) traduz precisamente a energia libertada durante a descolagem do FRP.

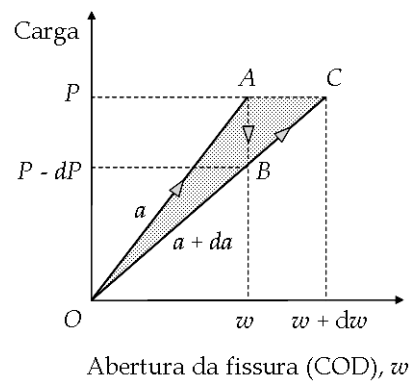


Figura 2.9: Gráfico Força-Deslocamento durante o ensaio para obtenção da energia de fractura do modo I. Baseado em [61].

De acordo ainda com Victor Giurgiutiu *et al.* [61], uma forma de calcular esta energia de fractura reside na hipótese de que os deslocamentos w são directamente proporcionais ao carregamento P sendo a relação w - P escrita sob a forma:

$$w = C(a) \cdot P \quad (2.9)$$

onde $C(a)$ é a flexibilidade que depende do comprimento da fenda a .

Derivando a expressão (2.9) relativamente a a , e assumindo que w é constante, resulta:

$$dw = C(a) \cdot dP + P \cdot dC(a) = 0 \Leftrightarrow dP = -\frac{P \cdot dC(a)}{C(a)} \quad (2.10)$$

Por conveniência, a expressão (2.8) pode ser escrita em função da carga P , ou seja:

$$G_F = \frac{P^2}{2b_f} \cdot \frac{dC(a)}{da} \quad (2.11)$$

Assumindo agora que a abertura de uma fenda de comprimento a origina um deslocamento w do compósito de FRP e que este pode assemelhar-se ao deslocamento de uma viga em consola (em que o "encastramento" corresponde à ponta da abertura da fenda) de largura b , espessura t_f , módulo de elasticidade E_f e momento de inércia $I_f = b_f t_f^3 / 12$ obtém-se:

$$w = \frac{P \cdot a^3}{3E_f I_f} \quad (2.12)$$

ficando a flexibilidade $C(a)$ definida por:

$$C(a) = \frac{a^3}{3E_f I_f} \quad (2.13)$$

A expressão (2.13) indica que a raiz cúbica da flexibilidade $C(a)$ varia linearmente com o comprimento da fenda a de acordo com a expressão:

$$C(a)^{1/3} = m \cdot a \quad \text{com} \quad m = \left(\frac{1}{3E_f I_f} \right)^{1/3} \quad (2.14)$$

Derivando (2.13) relativamente ao comprimento da fenda a , e usando a denotação da expressão (2.14), a energia de fractura relativa ao Modo I fica finalmente definida através da expressão:

$$G_F^I = \frac{3m^3 \cdot a^2 \cdot P^2}{2b_f} \quad (2.15)$$

No entanto, esta formulação pode introduzir um erro no cálculo mais rigoroso da energia de fractura do Modo I [61]. Com efeito, o facto de se ter assumido que na ponta da fenda a rotação é nula pode introduzir algum erro no cálculo de G_F na medida em que, na prática, esta hipótese pode não ser totalmente válida e alguma rotação poder verificar-se nessa região da fenda. Uma correcção à expressão (2.15) é apresentada no trabalho de Victor Giurgiutiu *et al.* [61] tendo por base a norma americana ASTM D 5528-94a na qual, o comprimento da fenda a é substituído por um novo comprimento de descolamento ligeiramente superior e que é definido por $a' = a + n/m$. Este valor de a' pode ser determinado experimentalmente através da readaptação de (2.14) através da expressão:

$$C(a)^{1/3} = m \cdot a + n \quad (2.16)$$

Por fim, a expressão final proposta por Victor Giurgiutiu *et al.* [61] fica definida por:

$$G_F^I = \frac{3m^3 \cdot a'^2 \cdot P^2}{2b_f} = \frac{3m^3 \cdot \left(a + \frac{n}{m}\right)^2 \cdot P^2}{2b_f} \quad (2.17)$$

Determinação experimental de G_F^{II}

A energia de fractura do Modo II pode ser obtida a partir das considerações feitas anteriormente. Porém, o tipo de ensaio que mobiliza este modo é ligeiramente diferente do apresentado na Figura 2.8, distinguindo-se apenas na direcção da carga P aplicada ao FRP que passa agora a ser paralela à superfície de colagem conforme se esquematiza na Figura 2.10. Outros ensaios podem ainda ser seguidos estando estes descritos e sumariados no Sub-Capítulo 2.4.

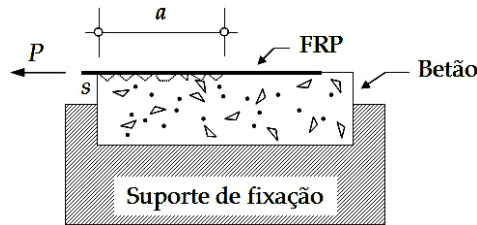


Figura 2.10: Esquema do ensaio para determinação da energia de fractura do Modo II.

À semelhança do ensaio esquematicamente representado na Figura 2.8, assume-se aqui também que o compósito de FRP é muito menos rígido que o elemento de betão e que as deformações no FRP são dominantes pelo que, o Modo II de fractura é assim predominante. O FRP é, desta feita, considerado como uma barra de largura b_f , espessura t_f e módulo de elasticidade E_f . O comportamento constitutivo do FRP é elástico e linear e à medida que o deslocamento s aumenta, a força P também aumenta. A dado instante, quando se está a impor a força P paralela à superfície de colagem, o FRP descola e uma fenda de comprimento a surge na interface entre o FRP e o betão. O controlo visual do comprimento desta fenda é uma tarefa algo complicada a desempenhar na medida em que, como se verá mais adiante, a ruptura pode dar-se de forma global e não local. No entanto, se o compósito de FRP tem um comprimento de colagem que possibilita a ancoragem da máxima força, o comprimento a não é mais do que o comprimento efectivo L_{ef} , (ou comprimento de transferência, L_t) da ligação (veja-se a Sub-Secção 2.5). Em contrário, se o comprimento de colagem não corresponde ao comprimento efectivo da ligação, o comprimento a corresponde ao comprimento de colagem do FRP.

O deslocamento (s) pode ser calculado recorrendo à expressão:

$$s = \frac{P \cdot a}{E_f A_f} \quad (2.18)$$

onde A_f corresponde à área da secção transversal do FRP.

A flexibilidade $C(a)$ fica, neste modo, definida por:

$$C(a) = \frac{a}{E_f A_f} \quad (2.19)$$

A expressão (2.19) indica que a flexibilidade $C(a)$ varia linearmente com o comprimento da fenda a de acordo com:

$$C(a) = m \cdot a \text{ com } m = \frac{1}{E_f A_f} \quad (2.20)$$

Derivando a (2.19) relativamente ao comprimento da fenda a , e usando a denotação da expressão (2.20), a energia de fractura relativa ao Modo II fica finalmente definida através da expressão:

$$G_F^{II} = \frac{m \cdot P^2}{2b_f} \quad (2.21)$$

Note-se que a expressão (2.21) não é mais do que as expressões que se obterão mais adiante através de relações energéticas (2.68) ou através das relações de equilíbrio assumindo um comportamento da ligação linear (2.58) [63, 64].

Esta formulação pode comprometer, por defeito, o cálculo da energia de fractura do Modo II uma vez que não assume as distorções que existem no compósito na região junto à abertura da fenda. Por este motivo, a expressão (2.21) deve ser reescrita tomando em consideração as distorções no compósito:

$$d\gamma = \frac{d\tau}{G_f} = \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E_f} \cdot \tau \quad (2.22)$$

A contribuição para as deformações longitudinais das distorções no FRP vem dada pela expressão:

$$du = d\gamma \cdot t_f = \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E_f} \cdot d\tau \cdot t_f \quad (2.23)$$

As máximas tensões de aderência por unidade de comprimento da fenda a podem ainda ser calculadas através da expressão:

$$d\tau = \beta \cdot \frac{P}{a \cdot A_b} \quad (2.24)$$

onde A_b é a área de colagem do FRP e β é um parâmetro adimensional que depende do comprimento de colagem [65]. Substituindo na expressão (2.24) a expressão (2.23) obtém-se a expressão:

$$du = \frac{2\beta \cdot (1+\nu)}{E_f} \cdot \frac{P \cdot t_f}{A_b} \quad (2.25)$$

que integrando ao longo do comprimento a obtém-se:

$$u = \frac{2\beta \cdot (1+\nu)}{E_f} \cdot \frac{P \cdot t_f}{A_b} \cdot \ln(a) \quad (2.26)$$

A expressão (2.26) pretende assim traduzir os deslocamentos totais devidos à distorção do FRP. A flexibilidade $C(a)$ da expressão (2.26) fica agora definida por:

$$C(a) = \frac{2\beta \cdot (1+\nu)}{E_f A_b} \cdot t_f \cdot \ln(a) \quad (2.27)$$

A expressão (2.27) indica que a flexibilidade $C(a)$ varia exponencialmente com o comprimento da fenda a de acordo com a expressão:

$$C(a) = n \cdot \ln(a) \text{ com } n = \frac{2\beta \cdot (1+\nu)}{E_f A_b} \cdot t_f \quad (2.28)$$

Finalmente, a expressão final para a energia de fractura do Modo II fica reescrita sob a forma:

$$G_F^II = \frac{P^2}{2b_f} \cdot \left(m + \frac{n}{a} \right) \quad (2.29)$$

Outras formas de calcular a energia de fractura correspondente ao Modo II podem ser encontradas na literatura [18, 30, 63, 64] estando todas elas intimamente ligadas com o trabalho experimental que aqueles autores desenvolveram. A grande desvantagem de se seguir a metodologia apresentada anteriormente reside no facto de exigir a realização de ensaios experimentais. Porém, a expressão (2.29) apesar de não ter explicitamente em conta o tipo de betão ou de traduzir o efeito do tratamento da superfície de colagem como os efeitos ambientais a que a ligação está sujeita, estes factores podem afectar o comprimento da fenda a pelo que, esta metodologia pode apresentar alguns pontos fortes. O comprimento da fenda a depende do comprimento de colagem do compósito de FRP, isto é, se se pensar que o comprimento da fenda a é menor que o comprimento de transferência da ligação (grandeza que se explicará e se quantificará com mais detalhe na Sub-Secção 2.5.4 e no Apêndice A) então é-se conduzido para que o comprimento de colagem seja igual ao comprimento de colagem do compósito de FRP e, durante um ensaio experimental, o arrancamento do compósito de FRP dá-se de forma brusca, isto é, sem patamares com perda de carga brusca. Por outro lado, se o comprimento da fenda a é maior que o comprimento de transferência da ligação a ruptura da ligação FRP/betão vai-se dando em comprimentos equivalentes ao comprimento de transferência pelo que, o comprimento da fenda a deverá tomar o valor do comprimento de transferência da ligação. Referindo, por exemplo, o trabalho

realizado em 2006 [18], o valor calculado para a energia de fractura do Modo II, em provetes de betão armado exteriormente reforçados com compósitos de GFRP recorrendo a curvas do tipo *bond-slip* foi de 1,107N/mm. Recorrendo à expressão (2.17) e assumindo o comprimento da fenda a igual ao comprimento de transferência da ligação, a energia de fractura do Modo II toma o valor de 1,076N/mm cometendo-se um erro relativo de apenas 2,8%. Refira-se ainda que no caso de se adoptar a expressão (2.21) a energia de fractura do Modo II valeria apenas 0,972N/mm cometendo-se um erro relativo de 12,2%.

2.4. Ensaios de aderência

O estudo da aderência entre um compósito de FRP e o betão tem levado diversos investigadores a procurarem soluções que, por não haver nem consenso nem regulamentação que defina o(s) ensaio(s) mais adequado(s), se distinguem precisamente pelo tipo de ensaio experimental praticado. É pois muito comum encontrar uma diversidade de ensaios na literatura e que se esquematizam sucintamente na Figura 2.11 [4, 66, 67].

Refira-se ainda que, os atributos que um dado ensaio ou/e provete deve apresentar para vir a configurar nas normas ou códigos devem, segundo Davalos *et al.* [68], basear-se nos seguintes aspectos:

- i. permitir que os ensaios mecânicos incidam primeiramente sob a interface da ligação em detrimento do adesivo. Dada a existência no mercado de diferentes marcas comerciais de adesivos, este aspecto libertaria assim o ensaio de uma variável importante no estudo da caracterização e desempenho da ligação;
- ii. os provetes deverão ser compactos e versáteis permitindo a realização de ensaios estáticos, de fadiga e de durabilidade (efeitos ambientais), proporcionando ainda, para os mesmos instantes de ensaio, uma correlação com elementos estruturas reais, e portanto, de maiores dimensões;
- iii. permitir a obtenção de informação sobre as propriedades dos materiais directamente relacionados com o desempenho da interface, baseado em princípios mecânicos e sendo adequado para o estudo paramétrico dos efeitos ambientais;
- iv. permitir a redução no tratamento de dados e na simplificação das técnicas de interpretação dos ensaios de modo a conseguir-se idealizar modelos de degradação envolvidos na interface levando assim, à identificação e quantificação de factores de dimensionamento que podem ser extremamente úteis na prática.

A seguir, faz-se uma síntese bibliográfica dos principais aspectos de cada um dos ensaios esquematizados na Figura 2.11.

2.4.1. Ensaio de *Pull-off*

O ensaio representado na Figura 2.11a é vulgarmente chamado por *Pull-off test* e tem como principal objectivo determinar as características mínimas do suporte e verificar as interfaces adesivas (adesivo/betão e adesivo/FRP) [68]. Este ensaio tem ainda uma

grande popularidade por ser de muito fácil utilização em obra e consiste na colagem de uma pastilha metálica, bronze ou alumínio, ao compósito de FRP já polimerizado. A pastilha metálica tem um pino enroscado que, por sua vez, faz a ligação ao equipamento de ensaio. A imposição da força é então feita gradualmente por reacção dos “pés” (geralmente três) do equipamento no bloco de betão a ensaiar e a leitura da força é feita através de um dinamómetro do tipo analógico ou digital [69]. A Figura 2.12 mostra um equipamento de ensaio *Pull-off*.

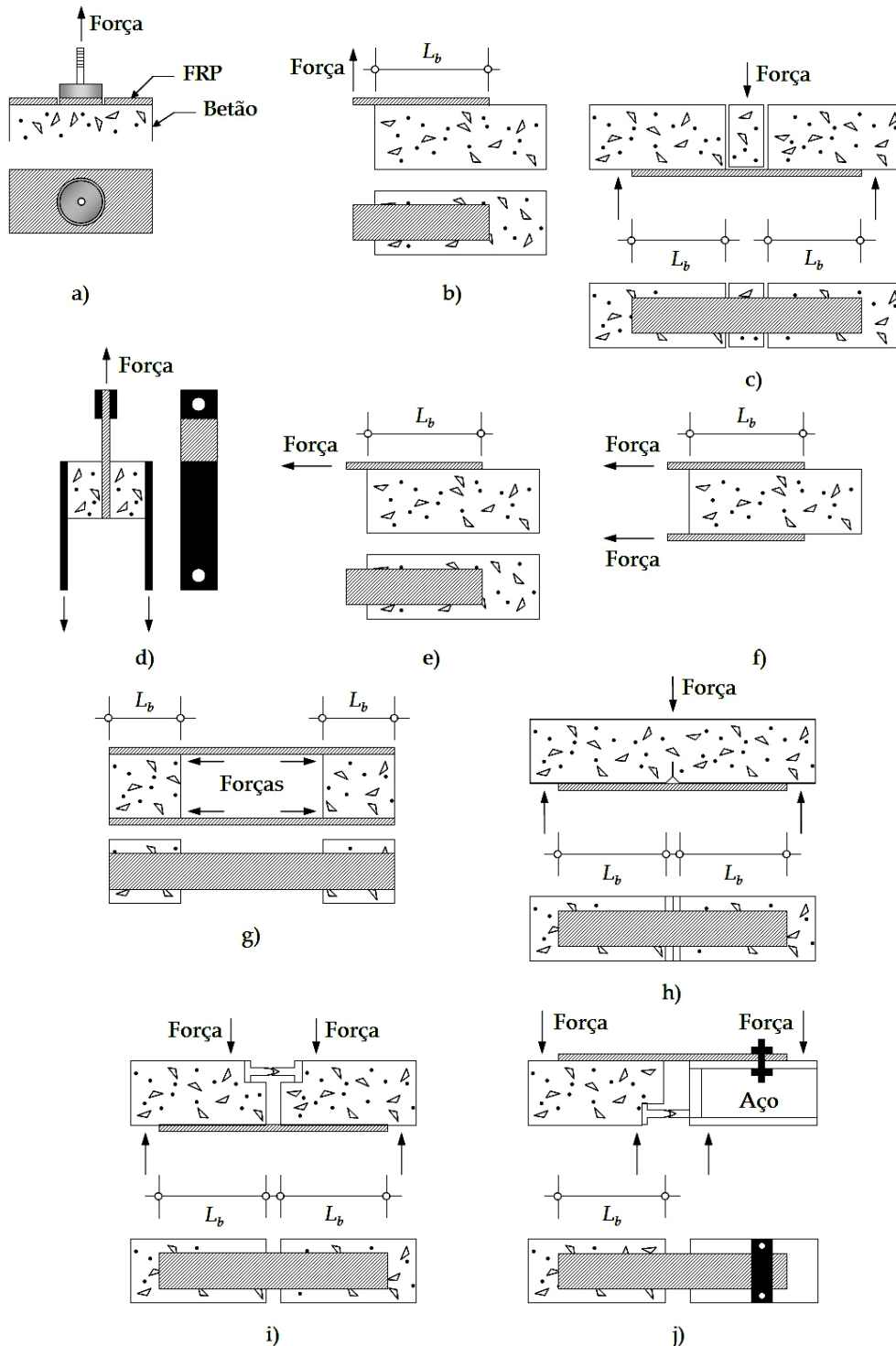


Figura 2.11: Recolha bibliográfica de diferentes esquemas de ensaios para o estudo da aderência entre um compósito de FRP e o betão.

A preparação do ensaio consiste, após a preparação e limpeza da superfície de betão a colar, colagem e polimerização do composto de FRP, no corte do FRP com uma broca de ponta diamantada de diâmetro interno igual à pastilha. Este procedimento implica que a broca de corte não danifique o composto de FRP e, ao mesmo tempo, perfure o betão com um comprimento de $15 \pm 5\text{mm}$ [69].

Este ensaio é extremamente simples de realizar e fornece apenas o valor da tensão de aderência ao arrancamento da pastilha metálica no caso de se obter um modo de ruptura pela interface FRP/betão. Outros modos de ruptura são também descritos por alguns autores [69-72]. Os modos de ruptura são distinguidos por: (i) ruptura coesiva pelo betão; (ii) ruptura pela interface entre o adesivo e o betão; (iii) ruptura pela interface entre o adesivo e o composto de FRP; e (iv) ruptura coesiva pelo composto de FRP. A ruptura dá-se, geralmente, pelo betão evidenciando-se como o elemento mais débil do suporte e estando as rupturas pelas interfaces adesivas associadas a deficiente preparação da superfície de colagem. Em alternativa, e em conformidade com alguns ensaios realizados anteriormente [18], se os provetes estiveram sujeitos a ciclos acelerados de envelhecimento, essas rupturas podem evidenciar perdas na capacidade resistente do adesivo (vide Figura 2.13).

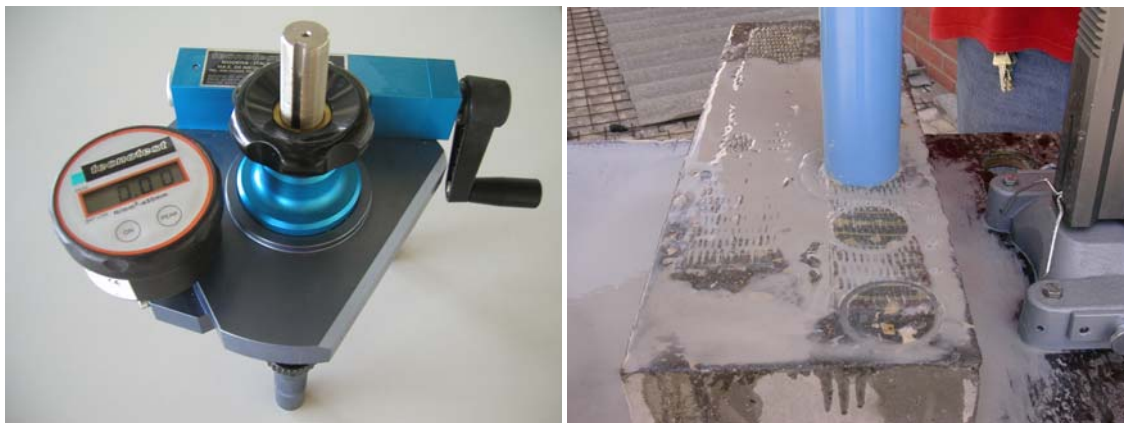


Figura 2.12: Equipamento para o ensaio *Pull-off* (à esquerda) e preparação dos cortes num betão colado com GFRP para colagem das pastilhas metálicas (à direita) [18].

Apesar das vantagens, já aqui expostas, os resultados provenientes do ensaio de *Pull-off* podem, segundo Everaldo Bonaldo *et al.* [69] ser afectados por alguns factores tais como a profundidade de corte diametral produzida no betão, a espessura da peça de betão e a resistência (ou classe) do betão. Uma grande dispersão dos resultados foi ainda verificada por Hamid Rahimi [72] cujos ensaios realizados na avaliação de uma ligação entre uma resina epoxídica e um betão com alto teor de humidade revelaram uma tensão de arrancamento compreendida entre os 1,65MPa e os 2,91MPa. Os resultados finais podem ainda ser afectados pela humidade aquando do procedimento de colagem do FRP. De acordo com o trabalho de Kesteloot *et al.* [71], um betão com alto teor de humidade reduz a tensão de arrancamento em cerca de 65%, alterando também o modo de ruptura de coesiva (pelo betão) para adesiva (pela interface adesivo/betão).

O diâmetro da pastilha a usar é também um factor decisivo neste ensaio. Uma vez que pastilhas com diâmetros pequenos requerem brocas com diâmetros também mais pequenos, aumentando-se a probabilidade de danificar a região de betão que fica

por baixo da pastilha. No caso desta situação ocorrer, está-se, à partida, a condicionar quer o modo de ruptura quer a tensão de arrancamento do ensaio. É por esta razão, que as normas e códigos como por exemplo a norma americana ASTM D4541 [73], especificam pastilhas com um diâmetro de 50mm.



Figura 2.13: Ruptura coesiva pelo betão (à esquerda) e ruptura adesiva pela interface entre o adesivo e o betão (à direita) [18].

2.4.2. Ensaio de arrancamento

O ensaio mais vulgar na caracterização do Modo I de fractura é o já descrito anteriormente no Sub-Capítulo 2.3.2.1. No entanto, a metodologia deste ensaio foi ligeiramente alterada por Julio Davalos *et al.* [68] de modo a dispensar a leitura da abertura da fenda a durante o ensaio. Para o efeito, Davalos *et al.* [68, 71] refere-se a ensaios de vigas em dupla consola (*Double Cantilever Beams* - DCB) envolvidas (*Contoured Double Cantilever Beams* - CDCB) por outros materiais de forma a dispensar a leitura da abertura da fenda. Porém, no trabalho Davalos *et al.* de 2006 [68], os autores recorrem a 224 ensaios de vigas em consola única (*Single Contoured Cantilever Beam* - SCCB) para avaliar a energia de fractura do Modo I de uma ligação entre dois tipos de betão, de média e alta resistência (f_{cm} igual a 40,6MPa e 68,3MPa, respectivamente) e dois compósitos distintos: CFRP e GFRP. Os provetes consistem num bloco de betão armado com 460mm de comprimento, com secção transversal trapezoidal de 117,5×34,9×44,5mm (base×altura×largura de colagem) e cuja superfície de colagem foi previamente tratada a rebarbadora com lixa grossa. A colagem do compósito de FRP é feita deixando um pedaço de papel vegetal de comprimento 102 mm para induzir uma fenda inicial na interface. Os provetes ficam finalmente prontos após a colagem, sobre o FRP, de chapas de laminado de madeira de secção variável de acordo com os critérios de [71]. A colagem do laminado de madeira tem como objectivo fundamental: eliminar a dependência na leitura experimental da abertura da fenda, fazendo com que a derivada da flexibilidade $C(a)$ na expressão (2.13) em ordem ao comprimento de fenda a tome um valor constante. Assim, a energia de fractura dada pela expressão (2.11) ao não depender do comprimento da fenda a permite eliminar a dependência da sua leitura durante o ensaio e que, por vezes, pode tornar-se numa tarefa de difícil execução.

Davalos *et al.* [68] descreve ainda algumas diferenças encontradas no comportamento dos provetes de betão colados com compósitos de GFRP e CFRP

durante a realização dos ensaios. Apesar de em ambos os materiais a resposta inicial ser linear, após este patamar, o CFRP apresenta uma região em forma de serrilha representativa de uma série de fendas e indicando uma propagação relativamente estável da fenda. No caso dos provetes colados com GFRP, após o patamar linear, verifica-se uma diminuição brusca na carga causada pela abertura extensiva da fenda. Esta resposta nos provetes de GFRP indica um comportamento mais frágil e instável da ligação GFRP/betão. Os provetes colados com GFRP tiveram ainda uma menor deformação na ruptura (4,5mm) quando comparados com os provetes colados com CFRP (7,8mm). No entanto, os provetes colados com CFRP apresentam uma carga de ruptura média mais alta (1641N) do que os provetes colados com GFRP (1267N). Em termos de energia de fractura e para o betão de menor resistência, a ligação CFRP/betão revelou ter uma energia de fractura média de 0,597 N/mm, isto é, cerca de 28% superior à energia de fractura da ligação GFRP/betão cuja energia de fractura média foi igual a 0,427N/mm.

A escolha do processo de decapagem da superfície de colagem desempenha ainda um papel crucial no desempenho final da ligação e far-se-á, no Sub-Capítulo 2.7, uma descrição mais pormenorizada sobre este tema. Refira-se, por exemplo, que os provetes colados com GFRP de Davalos *et al.* [68] revelaram ter uma energia de fractura de 0,301N/mm em provetes de betão com maior resistência mecânica. Verificou-se, portanto, uma diminuição, em cerca de 30% da energia de fractura que está, segundo Davalos *et al.* [68], directamente ligada com a baixa porosidade da superfície dos provetes de betão com maior resistência.

2.4.3. Ensaio de flexão de Ueda e Dai [4]

O ensaio está representado na Figura 2.11c e é, aparentemente, igual ao ensaio de arrancamento representado na Figura 2.11b. Para além da utilização e colagem do compósito de FRP em dois blocos de betão, o ensaio permite reproduzir uma combinação de modos de fractura (Modos I e II) que é, aliás, a situação mais vulgar nas estruturas correntes. Este tipo de ensaio é, de acordo com [4], de difícil instrumentação (por exemplo, medição dos deslocamentos no compósito de FRP) e avaliação, não existindo modelos, até então, capazes de reproduzir fielmente o modo de ruptura. No entanto, o modo de ruptura neste ensaio de flexão de Ueda e Dai [4] pode ser condicionado. Por exemplo, se se pretender obter uma ruptura por escorregamento do compósito de FRP deve-se limitar as fendas diagonais reforçando o bloco de betão armado ao esforço transversal através da inclusão de mais armadura interna (estribos) ou através do encamisando dos blocos de betão armado com mais compósito de FRP. Com efeito, a influência da armadura de esforço transversal é referida em [4] onde vigas com maior percentagem de armadura de esforço transversal, conseguiram ter uma maior carga de ruptura, em cerca de 10%, como também conseguiram apresentar uma maior ductilidade quando comparadas com as vigas de referência.

Um ensaio semelhante ao ensaio de flexão de Ueda e Dai [4] foi reproduzida em 1996 por Karbhari e Engineer [74] com vista a avaliar os diferentes mecanismos e modos de fractura envolvidos no processo de descolamento do compósito de FRP da superfície de betão. Para o efeito, estes autores reproduziram uma combinação dos ensaios

esquematizados nas Figuras 2.11b e 2.11e, ou seja, o compósito de FRP foi submetido a uma força com componentes horizontal e vertical na sua extremidade livre.

2.4.4. Ensaio com o compósito de FRP envolvido pelo betão

Daqui em diante, os esquemas dos ensaios tentam reproduzir apenas o Modo II de fractura e o ensaio com compósito de FRP envolvido por dois blocos de betão conforme representado na Figura 2.11d será, provavelmente, o menos popular por dificultar o controlo das extensões ao longo do compósito. Como consequência, a distribuição das tensões de aderência bem como a distribuição do deslizamento ao longo das superfícies coladas fica comprometida. No entanto, não deixa de permitir o controlo do deslizamento total da interface.

Este tipo de ensaio está mais intimamente ligado à técnica NSMR (*Near Surface Mounted Reinforcement*) uma vez que os laminados de FRP ficam envolvidos pelos elementos estruturais de betão armado reproduzindo-se, de forma mais fiel, este ensaio. A reprodução de um provete com a configuração apresentada pelo esquema da Figura 2.11d pode apresentar algumas dificuldades acrescidas. Veja-se, por exemplo, o caso de laminados com uma largura pequena cuja região de ligação entre o betão e o compósito de FRP é muito pequena. Nestes casos, as duas peças de betão deverão manter-se independentes (sem colagem entre si, por exemplo, com excessos provenientes do adesivo da colagem do FRP) e deverão ainda ter dimensões suficientes para induzir uma ruptura coesiva (pelo betão junto à ligação ou pelo laminado) ou uma ruptura adesiva (pelas interfaces FRP/adesivo ou adesivo/betão). Estes cuidados, aquando da escolha do provete, acabam por ser dissuasores mesmo quando se trata de um estudo com NSMR. É por isso, mais fácil conceber provetes usando a técnica NSMR de maneira a ficarem submetidos a ensaios de corte simples ou duplos em que apenas se tem que adaptar uma chapa de ancoragem para amarração da força de corte. Estas condicionantes não se colocam quando se trata de um ensaio de um varão de FRP em que, uma única peça de betão com um buraco de diâmetro ligeiramente superior ao diâmetro do laminado de FRP é usada. Em qualquer dos casos, uma máquina universal de tracção pode ser o suficiente para realizar o ensaio.

No campo da durabilidade, e como os equipamentos de envelhecimento acelerado disponíveis não possuem, em geral, grandes dimensões, o tamanho dos provetes fica assim condicionado. Por isso, dadas as dimensões compactas destes provetes, este tipo de ensaio pode ter essa vantagem em relação aos outros ensaios aqui descritos.

2.4.5. Ensaio de corte simples e de corte duplo

Se os ensaios com compósitos de FRP embutidos no betão são muito pouco populares, já os ensaios de corte simples e de corte duplo esquematizados nas Figuras 2.12e e 2.12f são, provavelmente, os que gozam de maior popularidade e são, por conseguinte, os que com maior facilidade se conseguem encontrar na literatura [7, 26, 30, 34, 63, 64, 75-90].

Em 1993, o estudo conduzido por Rodrigues [7] permitiu analisar os diferentes modos de ruptura obtidos para diferentes circunstâncias de apoio. Com efeito, quando as forças reactivas são aplicadas ao betão de forma distribuída ou quando se afastam da junta de ligação entre os materiais, corre-se o risco de se estar a eliminar do ensaio o comportamento da ligação. Diferentes esquemas de ensaios foram testados de maneira a conseguir uma ruptura que dependesse essencialmente das características da ligação aço-adesivo-betão. Os modos de ruptura neste tipo de ensaio estão esquematizados na Figura 2.14 [7].

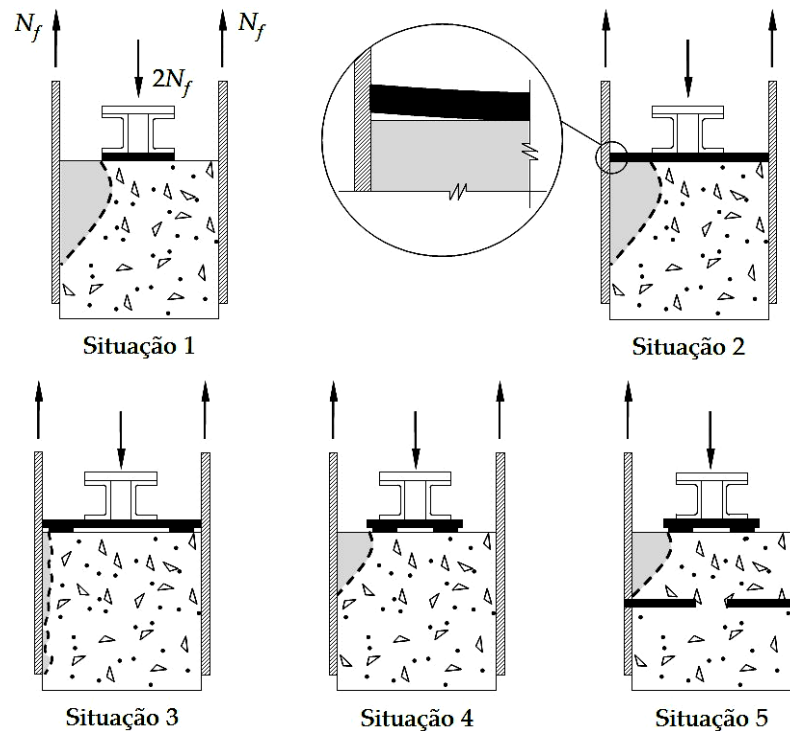


Figura 2.14: Modos de ruptura relatados por Chastre Rodrigues [7] num ensaio de corte duplo onde se fez variar o esquema de aplicação das forças reactivas no bloco de betão.

As forças reactivas eram absorvidas por um perfil metálico que, por sua vez, transferia as cargas ao betão por intermédio de uma chapa metálica que assentava directa ou indirectamente no betão. Na situação 1, a chapa ao ser demasiado curta provocava uma ruptura demasiado coesiva pelo betão. O destacamento de uma quantidade significativa de betão pode significar que a distribuição das tensões esperada ao longo da interface fique adulterada comprometendo o estudo da ligação aço-adesivo-betão. No entanto, o aumento do comprimento desta chapa de aço representado na situação 2, pode conduzir ao mesmo tipo de ruptura. Esta ruptura fica a dever-se, de acordo com Chastre Rodrigues [7], a irregularidades da superfície de betão razão pela qual, se deve acautelar que a superfície de betão livre de cofragem não desempenhe um papel de relevo durante o ensaio. O esquema apresentado na situação 3 concentra as forças junto da ligação provocando uma ruptura que depende mais das características da ligação aço-adesivo-betão. No entanto, a chapa a utilizar deverá ter espessura suficiente de maneira a não se deformar e permitir a sua reutilização noutros ensaios. Para as situações 4 e 5, as forças concentradas ficam afastadas da ligação, capacitando o ensaio de novas rupturas demasiado coesivas. Conseguiu-se mobilizar uma maior força de

ancoragem quando se recorreu também a métodos de ancoragem mecânica (como por exemplo a buchas metálicas conforme se representa na situação 5) sendo a ruptura verificada ainda mais coesiva pelo betão. Em resumo, a situação 3, pode ser, de todas as situações aqui esquematizadas, aquela que melhor consegue evidenciar as características da ligação permitindo, por conseguinte, um estudo mais rigoroso das deformações e consequentemente das tensões, desenvolvidas durante o processo de ruptura da ligação quando esta se encontra submetida ao Modo II de fractura.

Barbara Ferracuti [63] realça a influência que o ensaio de corte simples pode ter na análise da aderência entre um laminado de CFRP e o betão quando são adoptados esquemas de ensaio sensivelmente diferentes. Para o efeito, foram estudadas três diferentes séries de provetes perfazendo um total de 14 provetes. Uma primeira série (Série A) de 4 provetes consistiram na colagem de CFRP com 50mm de largura até ao topo do provete (início da ligação). Quatro diferentes comprimentos de colagem (L_b) foram estudados nesta série: 50, 100, 200 e 400mm. A segunda série de 8 provetes (Série B) consistiu na colagem do CFRP com 50 e 80mm de largura ficando um comprimento não colado (L_{ub}) de 100mm na região do topo do provete. À semelhança da Série A, foram adoptados os mesmos comprimentos de colagem. A terceira e última série de 2 provetes (Série C), diferenciam-se dos provetes da Série B pelo acréscimo de um mecanismo de ancoragem de cariz mecânico colocado na parte final do provete (vide Figura 2.15). O laminado de CFRP colado nesta série foi igual em ambos os provetes e que cujas dimensões são 355×80mm (comprimento de colagem×largura). Em todas as séries a espessura foi mantida constante e igual a 1,2mm. Os resultados evidenciaram que os provetes da Série A eram afectados pelas condições de fronteira e acabavam por não conseguir realçar as propriedades da ligação.

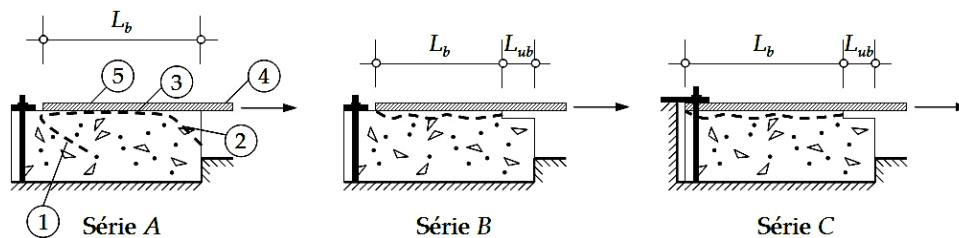


Figura 2.15: Diferentes esquemas de ensaio realizados por Ferracuti [63] e diferentes modos de ruptura associados.

Os modos de ruptura associados a este tipo de ensaio são cinco e encontram-se descritos no trabalho de Pham e Al-Mahaidi [79]. No modelo da Série A da Figura 2.15 identificam-se estes cinco modos de ruptura. O modo de ruptura relativo ao ponto 1 ocorre quando uma fenda surge atrás da interface FRP/betão e se propaga pelo interior do betão. Este modo pode ocorrer quando a rigidez do laminado é muito significativa e que, quando associada a betões de classe muito baixa se consegue potenciar, ainda mais, este modo de ruptura. O modo de ruptura relativo ao ponto 2 é, segundo [79], o modo vulgarmente mais observado. O betão fendilha a alguns milímetros abaixo da ligação FRP/betão e um prisma de betão é destacado durante o ensaio. Este modo de ruptura ficou associado aos provetes da Série A de Ferracuti [63]. Refira-se ainda que o trabalho de Ferracuti [63] revelou que as cargas de ruptura obtidas nos provetes da Série A ficavam altamente afectadas em cerca de 60% quando comparadas com as cargas de

ruptura dos provetes da Série B. No entanto, nos provetes com maiores comprimentos de colagem as diferenças na carga de ruptura não revelaram ter discrepâncias tão significativas. Este modo de ruptura foi também obtido no trabalho de Pham e Al-Mahaidi [79]. O modo de ruptura relativo ao ponto 3 é menos comum e está vulgarmente associado à perda de aderência na ligação FRP/betão. Esta perda de aderência pode ficar a dever-se, por exemplo, a factores de durabilidade associados a humidades salinas elevadas. Finalmente, os modos de ruptura relativos aos pontos 4 e 5 estão associados a rupturas coesivas pelo compósito de FRP e por delaminação do FRP, respectivamente. Estes modos são pouco comuns mesmo para betões de classe muito alta já que, a resistência ao corte do compósito de FRP é sempre muito superior à do betão pelo que, antes do FRP esgotar a sua capacidade resistente já outro modo de ruptura ocorreu.

De acordo com Ferracuti [63], o modo de ruptura que está associado a cada provete influência fortemente a calibração de uma lei local do tipo *bond-slip* que possa traduzir o comportamento e desempenho da ligação FRP/betão. Por outras palavras, as leis *bond-slip* obtidas a partir dos ensaios dos provetes da Série A foram bastante diferentes das determinadas para os restantes provetes. Apesar dos deslizamentos da ligação serem bastante semelhantes em todos os casos, as tensões de aderência foram, no caso dos provetes da Série A, reduzidas em cerca de 50%. Por estes motivos, a escolha do tipo de provete deve ficar ligada ao propósito do estudo: se a colagem do FRP vai até à região inicial do provete (provetes da Série A), então a informação daí obtida é reveladora do que ocorre na proximidade de uma fenda de corte em vigas à flexão; pelo contrário, os provetes das Séries B e C foram considerados pela autora como sendo os mais apropriados para a calibração de uma lei do tipo *bond-slip* para a ligação CFRP/betão e que cuja energia de fractura (G_F^II) toma um valor mais próximo do valor real. Ainda assim, a energia de fractura obtida a partir dos provetes da Série B ($G_F^II=0,460\text{N/mm}$) revelou ser ligeiramente inferior à energia de fractura obtida nos provetes da Série C ($G_F^II=0,517\text{N/mm}$).

Saliente-se por fim, e conforme se foi expondo ao longo do texto, que a grande desvantagem apresentada pelo ensaio de corte simples relativamente ao ensaio de corte duplo reside no facto do primeiro necessitar de um sistema de amarração (p.e. uma gaiola de aço¹) para fixação do provete (conforme se mostra pela Figura 2.16). Esta necessidade obriga também a que se dê particular atenção ao alinhamento do provete com o equipamento de ensaio de maneira a que se evitam excentricidade parasitas ao ensaio [89]. Estas excentricidades originam momentos flectores na ligação gerando tensões de arrancamento na interface e que têm como consequência imediata a diminuição da força máxima de corte transmitida à ligação. No entanto, dadas as dimensões dos provetes, os ensaios de corte simples podem ser facilmente realizados em máquinas de tracção universal cujas garras podem sofrer alguns ajustes de maneira a adaptarem-se ao provete. Não obstante, os ensaios de corte duplo podem também ser realizados em máquinas de tracção universais porém, no caso de provetes de maiores dimensões nem sempre se consegue adaptar o provete às dimensões da máquina. No caso de usar a técnica de colagem do compósito de FRP por *wet lay-up*, é também possível colar as duas superfícies de betão com o mesmo FRP sem qualquer

¹ Termo usado por Pham e Al-Mahaidi [79] que descreve o sistema de amarração adoptado para o ensaio.

descontinuidade física entre superfícies coladas, ou seja, não necessita de qualquer sistema adicional de ancoragem do FRP. Nestas circunstâncias, torna-se bastante mais prático o recurso a cilindros hidráulicos e a células de carga para criar um sistema de forças auto-equilibrado que mobiliza a ligação desde que se imponha ao sistema a reprodução das cargas reactivas conforme apresentado pela Situação 3 da Figura 2.14 [65, 80, 82]. Refira-se que este foi o sistema adoptado no estudo da caracterização da interface GFRP/betão que se descreve mais detalhadamente no Capítulo 4.



Figura 2.16: Ensaio de corte simples utilizado por Faella *et al.* [84].

Tabela 2.1: Resumo de alguns ensaios experimentais de corte simples e duplo encontrados na literatura.

Autores	Tipo de ensaio	Reforço	L_b (mm)	L_{ub} (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	F_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	$\varepsilon_{f,max}$ (%)	s_{ult} (mm)	G_F (N/mm)	Betão f_{cm} (MPa)	Observações
Chastre [7]	Duplo	Chapas metálicas Chapas metálicas + buchas	150	-	100	3,0	45,1	3,0	0,07	0,36	ND	18,8	Valores médios e relativos apenas ao provete padrão.
							49,0	3,3	0,08	0,40		47,8	
							44,9	3,0	0,07	0,24		18,8	
							58,3	3,9	0,11	0,26		47,8	
Ueda e Dai [30]	Simples	CFRP GFRP AFRP	330	50	100	0,11 a 0,33	57,6 ⁽³⁾	7,2 ⁽¹⁾	1,79 ⁽¹⁾	0,34 ⁽¹⁾	2,430 ⁽²⁾	35,0	O estudo teve por base o efeito da rigidez do adesivo e do compósito pelo que, foram realizados provetes com 1 ⁽¹⁾ , 2 ⁽²⁾ e 3 ⁽³⁾ camadas com espessura nominal de 0,11mm no CFRP, 0,12mm no GFRP e 0,38mm no AFRP.
						0,12 a 0,36	33,4 ⁽³⁾	4,8 ⁽³⁾	1,82 ⁽³⁾	0,41 ⁽³⁾	1,440 ⁽³⁾		
						0,38 a 1,14	60,9 ⁽³⁾	7,3 ⁽¹⁾	1,26 ⁽¹⁾	0,31 ⁽³⁾	3,140 ⁽³⁾		
Ferracuti [63]	Simples	CFRP	50	100	50 e 80	1,20	14,0 e 22,0	14 e 18	0,14	0,02	0,525 e 0,460	52,6	Resultados para os provetes da Série B (vide Figura 2.15).
			100				22,3 e 30,5	17 e 14	0,23 e 0,19	0,08 e 0,07			
			200				19,8 e 33,0	13 e 11	0,20 e 0,21	0,18 e 0,26			
			400				23,0 e 37,0	16 e 9	0,23	0,57 e 0,47			
Pham e Al-Mahaidi [79]	Simples	CFRP	355	-	80	0,35 e 1,06	50	9	0,35	0,71	0,517	55,6	Resultados para os provetes da Série C (vide Figura 2.15). O estudo teve por base o efeito da espessura do compósito e o comprimento de colagem do CFRP. Realizaram-se provetes com 2 ⁽²⁾ e 6 ⁽⁶⁾ camadas com espessura nominal de 0,176mm.
			60, 80, 100, 140, 180 e 220				42,8 ^(6, 180)	3,3 ^(2, 60)	0,43 ^(2, 180 e 220)	0,15	0,525		
Biscaia <i>et al.</i> [80]	Duplo	GFRP	150	-	80	0,25	38,8	2,8	ND	ND	ND	34,9	O estudo não contemplou a colagem de extensómetros ao longo do GFRP e a tensão de aderência máxima foi obtida a partir da relação $\tau_{max}/\tau_{med}=1,48$ [65].
Leung e Pan [81]	Simples	CFRP	300	50	50	0,11	11,7 a 19,4	12,2 a 18,2	0,46 ⁽⁺⁾ (proвете M8-2)	ND	0,534 a 1,473	35,2 a 61,5	O estudo pretende evidenciar o efeito da composição do betão na ligação CFRP/betão.

Tabela 2.1: Resumo de alguns ensaios experimentais de corte simples e duplo encontrados na literatura (continuação).

Autores	Tipo de ensaio	Reforço	L_b (mm)	L_{ub} (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	F_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	$\epsilon_{f,max}$ (%)	s_{ult} (mm)	G_f (N/mm)	Betão f_{cm} (MPa)	Observações
Ebead <i>et al.</i> [83]	Simples	CFRP	50, 80, 135, 145 e 160	30	25	0,33	10,4 ⁽¹⁶⁰⁾	ND	0,83 a 0,91	ND	ND	42,5	O estudo consistiu na diversificação do comprimento de colagem, (L_b) para dois tipos de FRP. Os resultados foram depois confrontados com um software feito pelos autores de análise unicamente linear. Como consequência, os autores apresentam a distribuição das tensões de aderência (como também de outras tensões) obtidas através daquele software para apenas 2 provetes.
			100, 120, 160, 220, 240, 260 e 320			0,66	15,7 ⁽³²⁰⁾						
		GFRP	135, 145, 150, 155, 160, 180, 240 e 280			1,00	11,7 ⁽²⁸⁰⁾						
			120, 210, 220, 240, 260, 280, 305 e 320			2,00	21,4 ⁽³²⁰⁾						
Yang <i>et al.</i> [85]	Duplo	CFRP	100, 150, 200 e 250	-	50	1,30	22,5 ⁽²⁵⁰⁾ 21,5 ⁽²⁵⁰⁾	3,3 ⁽²⁰⁰⁾ 3,3 ⁽²⁰⁰⁾	0,23 0,27	1,45 a 1,72	1,350 a 1,710	21,0 28,0	O estudo procurou definir, por via experimental, o comprimento de transferência (L_t) da ligação CFRP/betão.
McSweeney e Lopez [86]	Simples	CFRP	152	-	25, 51 e 76	1, 2 e 3 ^(*)	19,0 ^(76, 1)	ND	≈1,00 ^(*)	ND	ND	35,0	Os parâmetros de interesse neste estudo foram a resistência do betão, o comprimento de colagem (L_b), a largura (b_f) e espessura (t_f) do CFRP. (*) Os autores fazem apenas referência ao número de camadas utilizadas no CFRP.
			76 e 203		25	1 ^(*)	9,8 ^(203, 1)					46,0	
			152		25, 51 e 76	1, 2 e 3 ^(*)	21,3 ^(76, 1)						
			76 e 203		25	1 ^(*)	8,7 ^(203, 1)						
Zhao <i>et al.</i> [87]	Duplo	CFRP	80, 120 e 160	-	80	1,0	49,0 ^(*)	ND	ND	ND	ND	38,2	O estudo incidiu essencialmente na comparação entre a monitorização com extensómetros eléctricos e fibra óptica. Note-se que a fibra óptica tem a grande vantagem de conseguir captar melhor as fendas no betão.

Tabela 2.1: Resumo de alguns ensaios experimentais de corte simples e duplo encontrados na literatura (continuação).

Autores	Tipo de ensaio	Reforço	L_b (mm)	L_{ub} (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	F_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	$\epsilon_{f,max}$ (%)	s_{ult} (mm)	G_f (N/mm)	Betão f_{cm} (MPa)	Observações
Aiello e Leone [88]	Simples	CFRP (alto Módulo de Young) CFRP (alta resistência) GFRP	150	-	50	0,17	6,8	0,9 ^(*)	ND	2,82	ND	33,9	Estes ensaios consistiram na comparação do desempenho da ligação quando a superfície de betão é previamente tratada com lixa abrasiva e quando a superfície de betão não tem qualquer tipo de tratamento. (*) Valor médio apresentado pelos autores.
							9,8	1,3 ^(*)		3,61			
							0,22	9,4		1,3 ^(*)			
	150	22,9	4,3	ND	39,2								
Duplo	CFRP (alta resistência)	75, 100, 150 e 200	-	80	0,17	22,9 ⁽¹⁵⁰⁾	13,41 ⁽¹⁵⁰⁾	0,95 ^(200, +)	0,18	ND	43,0	Compara-se o efeito do comprimento de colagem na força máxima ancorada pela ligação. Uma comparação com os resultados provenientes dos ensaios simples é também realizada.	
		150				18,7	6,0	ND			55,2		
Colombi <i>et al.</i> [89]	Simples	CFRP (laminado)	100 e 400	100	80	1,20	42,7 ⁽⁴⁰⁰⁾	ND	ND	ND	0,672 ⁽⁴⁰⁰⁾	25,0	O trabalho consistiu em submeter os provetes a ciclos de gelo/degelo. Realizaram-se os ensaios de arrancamento e é feita uma comparação com os provetes não acondicionados e que cujos resultados foram aqui considerados.
		CFRP (manta)				0,22	29,2 ⁽⁴⁰⁰⁾				0,739 ⁽⁴⁰⁰⁾		
Mukhopadhyaya <i>et al.</i> [90]	Duplo	GFRP	200	-	90	3,5	44,2	4,4	0,35	0,19	ND	37,1	É realizada uma comparação entre provetes envelhecidos com ciclos de gelo/degelo, molhado/seco e ambos. Apenas se apresentam os resultados dos provetes não acondicionados.
							50,4	4,0	0,35	0,16		48,6	

Nota: O sobreíndice (xxx) corresponde a uma das variáveis do trabalho.

Por exemplo: o comprimento de colagem (L_b) ao variar entre 100, 150 e 200mm num dado trabalho, se a força máxima ocorre para $L_b=200$ mm então o sobreíndice no valor de P_{max} corresponde a (200).

(+) Valor obtido da leitura dos gráficos apresentados pelos autores.

2.4.6. Ensaio de tracção com dois blocos de betão

O ensaio de tracção com recurso a dois blocos de betão consiste na colagem de 2×2 faces opostas de betão. As faces dos cubos de betão não cofrada ficam, geralmente, bastante imperfeitas pelo que, a escolha das faces a colar deve ser feita de maneira a eliminar a contribuição de excentricidades que estas faces podem introduzir no ensaio. O provete deve ser o mais simétrico e regular possível ao longo dos seus três eixos de simetria podendo ser analisadas quatro ligações FRP/betão com um só ensaio (vide Figura 2.17). Este tipo de ensaios têm como vantagens o facto de dispensarem outros mecanismos para transmitir a força de corte ao compósito de FRP e permitem recorrer a vários comprimentos de colagem e com isso complementar o estudo do comprimento de transferência da ligação. Contudo, este ensaio tem a desvantagem de se desperdiçar demasiado FRP que, dependendo das dimensões do actuador hidráulico e da célula de carga, pode resultar em maiores ou menores desperdícios de compósito.

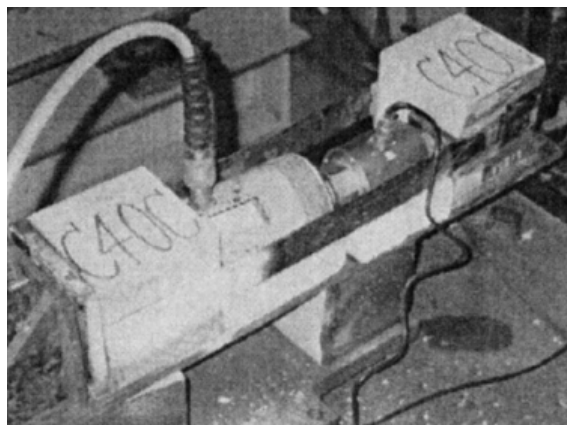


Figura 2.17: Ensaio de Cao *et al.* [90].

Refira-se, por exemplo, o trabalho desenvolvido por Cao *et al.* [91] em que 33 provetes foram utilizados recorrendo a cubos de 150×150×150mm com o objectivo de avaliar o comportamento da ligação entre um compósito de CFRP e o betão. Dois tipos de CFRP foram usados neste estudo: (i) em forma de laminado; e (ii) usando a técnica de *wet lay-up* (aplicação *in situ*). Fez-se ainda variar o tipo de betão em seis classes de resistência distintas (com f_{cm} igual a 23,7; 28,6; 35,9; 46,1; 55,9; e 61,2MPa). A monitorização das deformações no compósito de CFRP foi realizada através da técnica óptica ESPI (*Electronic Speckle Pattern Interferometry*) em apenas uma superfície de colagem pelo que as restantes três superfícies foram reforçadas de maneira a induzir a ruptura pela superfície monitorizada. As leis locais (do tipo *bond-slip*) da ligação foram determinadas através de aproximações matemáticas logarítmicas e parabólicas e que segundo Cao *et al.* [91] conseguiram reproduzir, com grande precisão, o comportamento da ligação CFRP/betão. Os modos de ruptura verificados por Cao *et al.* [91] foram apenas três: (i) ruptura coesiva pelo betão (verificada em 30 ensaios); (ii) ruptura adesiva pela interface adesivo/betão (verificada em 2 ensaios); e (iii) ruptura coesiva do CFRP (verificada em 1 ensaio) numa secção fora da região colada. Esta última ruptura verificou-se num provete cuja aplicação do compósito de CFRP foi feita através de *wet lay-up* pelo que, ficou a dever-se, segundo os autores, a uma não uniforme distribuição

de tensões no CFRP devido, provavelmente, à falta de impregnação de fibras na resina epoxídica utilizada.

A técnica óptica ESPI usada na monitorização das deformações no CFRP revelou ainda que as extensões, para uma dada secção, não permanecem constantes, ou seja, existe um gradiente nas extensões ao longo da largura do CFRP. Como consequência deste gradiente, a distribuição das tensões de aderência na largura do compósito de CFRP não é uniforme. Esta observação foi mais evidente nos provetes com laminados e pode ser explicada pela distorção não uniforme do adesivo. Porém, à medida que a força se aproxima do instante de ruptura, este gradiente tende a desaparecer e as extensões tendem a uniformizarem-se ao longo da largura do compósito de CFRP devido a uma redistribuição das tensões aquando do desenvolvimento de deformações inelásticas no betão [91].

2.4.7. Ensaio de viga de BA com fenda a meio vão

Este ensaio é referido em diversos trabalhos [4, 66, 79, 92] como sendo um ensaio de flexão típico para a avaliação da interface FRP/betão. Este ensaio consiste em colar o compósito de FRP ao longo da face traccionada da viga a qual foi previamente fendilhada a meio-vão e por onde o compósito, nessa região, deixa de estar colado ao betão. O ensaio permite estudar duas superfícies coladas no entanto, o mais comum consiste no estudo apenas de uma das faces coladas. Para esse efeito, são adoptadas na superfície não monitorizada sistemas de amarração complementares quer mecânicos quer por colagem de mais FRP distribuído por uma superfície de betão maior (por exemplo, mais comprimento ou largura de colagem ou por confinamento do betão).

A secção transversal da viga pode também sofrer algumas variações e nem sempre se recorre a vigas de secção rectangular. No trabalho realizado por Laura Lorenzis *et al.* [93], foram realizados ensaios de flexão de quatro pontos em vigas simplesmente apoiadas de vão 1067mm e de secção transversal em forma de *T* invertido. Neste trabalho, foi ainda adoptada uma rótula metálica na parte comprimida da viga a meio-vão de modo a fixar a força de compressão na rótula permitindo controlar a posição das forças de compressão e de tracção na secção de meio-vão. O momento flector nesta secção é constante para qualquer nível de carga. Lorenzis *et al.* [93] realizaram no total 18 ensaios de flexão com vista a estudar o comportamento da ligação CFRP/betão. Três séries de provetes foram ainda consideradas distinguindo-se entre si pela resistência à compressão do betão. Em cada série, foram ainda adoptados 3 diferentes comprimentos de colagem. Os resultados permitiram concluir que a força máxima ancorada pelo compósito de CFRP não variava com o comprimento de colagem, significando que os comprimentos de colagem adoptados eram superiores ao comprimento de colagem de transferência da ligação. Lorenzis *et al.* [93] verificaram ainda que o número de camadas conferia uma maior capacidade resistente à ligação CFRP/betão.

No trabalho de Maria Aiello e Marianovella Leone [88], comparou-se a influência do tipo de ensaio de aderência no desempenho da ligação CFRP/betão. Três tipos de ensaio foram estudados: corte simples, corte duplo e flexão de viga com fenda a meio-vão. Os resultados experimentais revelaram que as tensões de aderência nos ensaios das vigas de BA com fenda a meio-vão eram superiores às obtidas nos outros

ensaios. No entanto, os deslizamentos obtidos nestes ensaios foram inferiores relativamente aos outros dois ensaios de corte. As dispersões de resultados obtidos para os três tipos de ensaios vêm reforçar a necessidade em se assumir um único ensaio de aderência de maneira a que possa integrar os regulamentos da especialidade conforme refere Davalos *et al.* [68] e que, de acordo Aiello e Leone [88], o ensaio de corte simples acaba por representar uma boa alternativa aos ensaios mais sofisticados, principalmente quando se pretende realizar estudos mais localizados sobre a ligação FRP/betão e se pretende determinar uma tensão de aderência média.

Dolan *et al.* [94] elegeram também este tipo de ensaio para levar a cabo uma vasta campanha de ensaios (229 vigas) para avaliar os efeitos de degradação da ligação CFRP/betão sob diferentes agentes ambientais agressivos. O estudo incidiu ainda no tipo de aplicação do compósito de CFRP tendo os autores aplicado o compósito por *wet lay-up* e em forma de laminado. O ensaio, controlado por deslocamento a 2,54mm/min (1in/min), apresentou os modos de ruptura seguintes: coesiva pelo betão (fendilhação por flexão/corte da viga de betão), coesiva pela fibra (com delaminação do compósito) e adesiva (pela interface CFRP/betão). Apresentam-se mais detalhes sobre este trabalho no Sub-Capítulo 2.8.

Yashar Khalighi [95] escolheu este tipo de ensaio para estudar o comportamento das ligações GFRP/betão e CFRP/betão com recurso a 42 vigas de secção rectangular (310×100×100mm) e 6 vigas de controlo (sem colagem de FRP). As dimensões escolhidas para as vigas incidiram apenas na facilidade de manuseamento e custos inerentes à concepção dos provetes. Yashar Khalighi [94] fez ainda variar o tipo de preparação de superfície, o tipo de resina, a velocidade de aplicação das cargas (em ensaios de impacto) e o efeito do comprimento de colagem. Dois tipos de betão ($f_{cm}=28,1\text{MPa}$ e $33,1\text{MPa}$) foram ainda considerados neste trabalho ao qual se adicionaram fibras de aço com 30mm de comprimento e secção transversal rectangular de $1,0\times 0,5\text{mm}$ com o intuito de induzir uma ruptura dos provetes pela interface. Os provetes tiveram, na sua generalidade, uma ruptura preponderantemente mais adesiva com clara excepção para os ensaios em que o autor utilizou compósitos de CFRP e nos quais foram identificadas duas rupturas distintas: (i) ruptura coesiva pelo compósito conforme se mostra pela Figura 2.18a; e (ii) ruptura pelo betão por falta de amarração do compósito (ruptura por esforço transversal) conforme se mostra pela Figura 2.18b. A primeira das rupturas ficou a dever-se, provavelmente, ao modo de impregnação das fibras seguido pelo autor em que a utilização de pistola de pressão para pulverizar a fibra com resina foi insuficiente para impregnar as fibras de carbono. No segundo caso, a aplicação da resina com recurso a rolo foi mais eficiente e daí, tendo o compósito de CFRP um elevado módulo de elasticidade, acabou por induzir mais forças para o apoio conduzindo o provete a uma ruptura por esforço transversal. A Figura 2.19 mostra o esquema de ensaio seguido por Yashar Khalighi [95] com recurso a uma máquina universal de tracção/compressão e que cujos ensaios *quasi* estáticos foram realizados sob controlo dos deslocamentos à razão de 0,05mm/min.

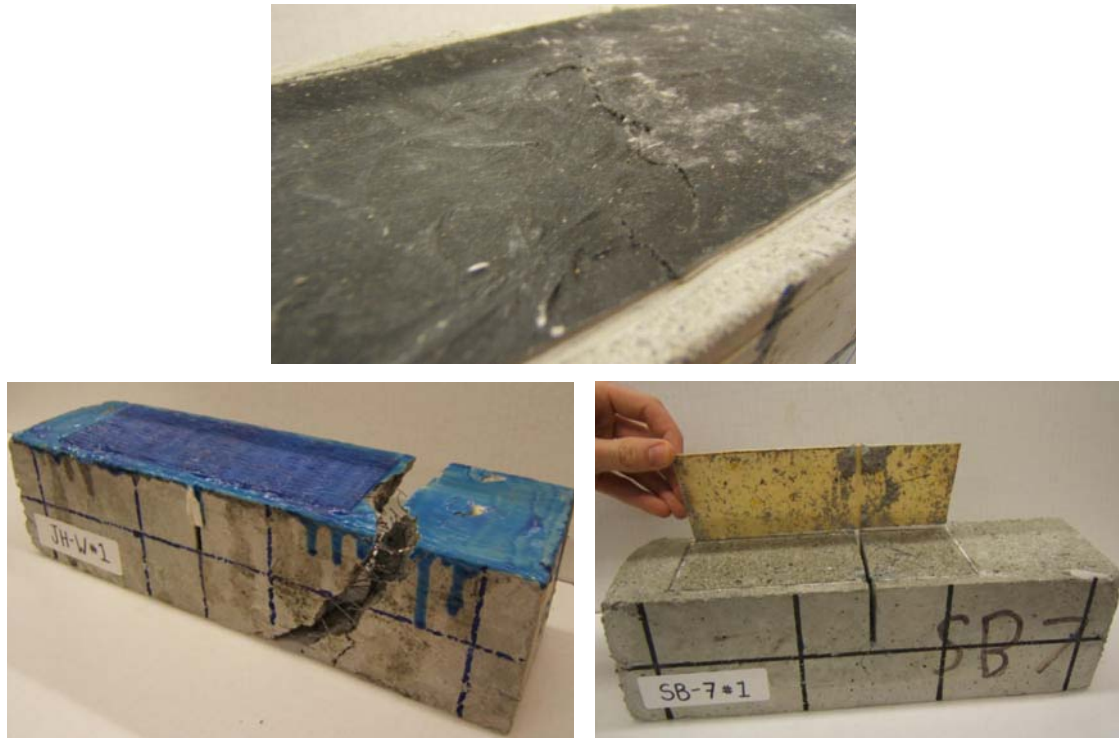


Figura 2.18: Modos de ruptura no ensaio: (a) com pulverização da resina na fibra de carbono (em cima); (b) com aplicação a rolo da resina na fibra de carbono (em baixo à esquerda); e (c) com GFRP [95].

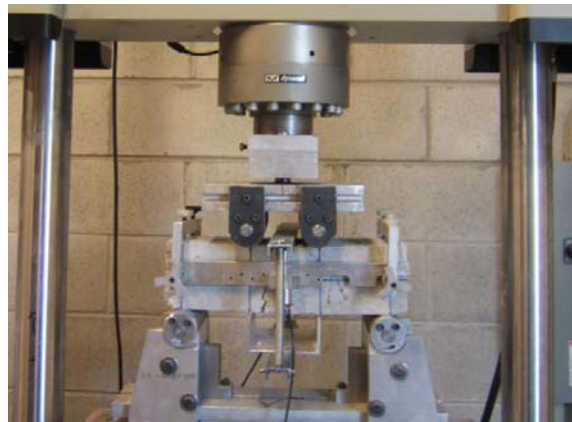


Figura 2.19: Ensaio de viga à flexão de 4 pontos com uma fenda a meio-vão seguido por Yashar Khalighi [95].

2.4.8. Ensaio de viga de BA com rótula a meio-vão

O ensaio de vigas de betão armado com rótula a meio-vão consiste num ensaio de flexão de 4 pontos. O ensaio possui simetria e os dois blocos de betão armado que formam a viga são unidos por intermédio de uma rótula metálica e colados com FRP na face traccionada. Algumas variantes para o sistema metálico da rótula são conhecidas: (i) com recurso a 4 chapas metálicas [17, 18]; e (ii) com recurso a peças metálicas em forma de “T” [96]. O ensaio necessita de uma célula de carga que fica colocada atrás do actuador para medição das forças envolvidas no ensaio. Em alternativa, o ensaio pode

consistir na colocação, por baixo dos apoios de ensaio, de duas células de carga [18, 96, 97] conforme se mostra na Figura 2.20.



Figura 2.20: Viga com rótula metálica: (i) com recurso a 4 chapas metálicas (à esquerda) [18] e (ii) com recurso a peças metálicas em forma de “T” (à direita) [97].

A idealização da rótula metálica em ambos os ensaios permite ao utilizador o reaproveitamento da mesma para diversos ensaios semelhantes, o que não encarece o esquema de ensaio. No entanto, algumas dificuldades estão documentadas em [17, 18] nomeadamente a falta de garantia de posicionamento e verticalidade dos varões roscados durante o processo de betonagem e vibração do betão. Outra contrariedade deste ensaio revela-se aquando da aplicação do FRP com recurso à técnica de *wet lay-up*. O facto de haver uma descontinuidade da superfície de colagem a meio-vão, leva a que o FRP se deforme apenas pelo seu peso próprio, formando, durante o período de polimerização, uma curvatura permanente no compósito [17]. Esta anomalia origina extensões menores no FRP que as extensões que seriam de esperar nessa região pelo que, devem tomar-se medidas para minimizar este efeito [18].

Os modos de ruptura identificados neste tipo de ensaio são: (i) ruptura coesiva pelo FRP; (ii) ruptura coesiva pelo betão; (iii) ruptura adesiva pelas interfaces dos materiais envolvidos na ligação (FRP, adesivo e betão). Refira-se que as rupturas coesivas pelo betão são as mais comuns no entanto, uma ruptura adesiva pode ocorrer no caso, por exemplo, da ligação ficar submetida a ambientes de humidade salina elevada conforme foi verificado por Marreiros [17] e comprovado mais tarde em [18].

2.4.9. Ensaio de viga invertida com perfil metálico

Este ensaio de flexão é, em quase tudo, semelhante ao ensaio descrito na sub-secção anterior podendo acrescentar mais algumas vantagens. A vantagem mais evidente reside, ficando as fibras superiores da viga traccionadas, no facto do compósito de FRP permanecer também na parte superior da viga. Em termos experimentais e durante o ensaio, tem-se uma visão mais global do processo de descolamento do compósito de FRP da superfície de betão com a aplicação das cargas à viga. A maior facilidade de monitorização do FRP proporciona o uso de novas técnicas que recorrem à fotografia [98-100], e portanto, sem contacto com a viga o que salvaguarda os equipamentos de potenciais danos provenientes do descolamento brusco do compósito de FRP. Aliado a

isso, o perfil metálico permite colocar uma peça ajustável de maneira a originar um desnível inicial entre o bloco de betão e o perfil, permitindo realizar um estudo mais abrangente e mais real do processo de descolamento do compósito de FRP já que, ao induzir-se à ligação FRP/betão não só apenas as forças de corte que estão associadas ao Modo I de fractura está-se também a introduzir forças de arrancamento que estão associadas ao Modo II de fractura, conseguindo-se assim, reproduzir com mais rigor a abertura de uma fenda por corte/flexão.

Esta última vantagem está bem traduzida no trabalho de Pan e Leung [101] em que o estudo se baseia na modelação numérica da ligação CFRP/betão quando submetida a uma combinação de forças de corte e de arrancamento. Os autores compararam ainda o Modo I de fractura com o Modo Misto (I+II) impondo inicialmente três diferentes desníveis de 0, 4 e 8mm entre a ligação no bloco de betão e a ligação no perfil metálico. O efeito do comprimento de colagem e o número de camadas de compósito de CFRP foram também outros factores estudados. Esta metodologia revelou, como seria de prever pela presença forçada de tensões normais de tracção à superfície de colagem, que a força de ancoragem máxima para um modo misto é menor quando comparada com a força de ancoragem máxima conseguida aquando da mobilização isolada do Modo I de fractura. O aumento do desnível entre as ligações produziu ainda uma maior diminuição nas forças máximas ancoradas de CFRP. Saliente-se neste estudo que, no caso dos provetes cujo comprimento de colagem foi de 150mm e formados por duas camadas de CFRP, o desnível inicial de 8mm entre as ligações (CFRP/betão e CFRP/perfil metálico) levou a que a força máxima transmitida ao compósito de CFRP decrescesse cerca de 42,6% da força máxima obtida para os provetes sem desníveis entre as interfaces. Mais concretamente, passou-se de uma situação em que a força máxima no compósito de CFRP foi 11,9kN (com desnível inicial de 0mm - em Modo I) para uma força máxima no CFRP de apenas 6,8kN (com desnível inicial de 8mm - em Modo I+II).

Refira-se por fim, que para se efectivar a ruptura no lado do bloco de betão devem ser adoptadas medidas preventivas no sentido de eliminar, pela raiz, outros possíveis modos de ruptura que possam perturbar o objectivo inicial de estudo. As rupturas associadas do lado do perfil metálico devem ser por conseguinte evitadas pelo que, se devem adoptar ancoragens mecânicas de maneira a que complementem ou dispensem a ancoragem de aderência. O facto de se prever unicamente uma ancoragem mecânica no perfil metálico poderá vir a facilitar o reaproveitamento e reutilização de um único perfil durante a campanha experimental de ensaios.

2.5. Caracterização e comportamento da ligação FRP/betão

Uma ligação entre um elemento estrutural de betão e um reforço exterior caracteriza-se essencialmente pela capacidade de aderência (tensões de corte ou de aderência) que se consegue mobilizar ao longo desse reforço. No caso de ficar comprometida a mobilização de qualquer aderência entre os materiais colados, também não se deverá insistir no reforço estrutural por compósitos de FRP. Esta dependência no desenvolvimento das tensões de aderência na ligação FRP/betão depende da classe de resistência do betão e traduz-se no aumento das tensões de aderência quando a classe de resistência do betão também aumenta. Os deslocamentos relativos entre os elementos da ligação tendem a diminuir quando aumenta a tensão de compressão do betão [18].

As tensões de aderência que se desenvolvem ao longo do reforço dependem do deslocamento relativo (ou simplesmente deslizamento) entre os materiais havendo diferentes modelos que aproximam o comportamento da ligação FRP/betão através das chamadas leis *bond-slip* (ver Figura 2.21). Estas leis são definidas por diversas e distintas funções geralmente encontradas na literatura [34, 66, 102-105] e todas elas pretendem descrever, com maior ou menor aproximação à realidade, o comportamento local das tensões de aderência. Os investigadores têm escolhido uma ou outra lei por forma, sobretudo, quanto à conveniência da sua utilização, isto é, quanto à sua facilidade em poder descrever o problema físico de forma matematicamente mais simples. Nesta perspectiva, destaca-se a lei *bond-slip* linear representada na Figura 2.21a que assume um comportamento exclusivamente elástico e linear da ligação entre os dois elementos da ligação. A lei linear pode descrever muito bem a distribuição das tensões de aderência na ligação durante a fase elástica e linear dos materiais, isto é, antes de se atingir a tensão de aderência máxima mas não consegue prever a distribuição das tensões de aderência durante o regime não linear do betão. Com o surgimento de teorias não lineares que traduzem o comportamento do betão e a introdução dos mecanismos de fractura não lineares (NLFM), o comportamento pós-pico tornou-se mais relevante. Como já se referiu anteriormente, a ideia principal destas teorias reside na consideração que uma vez atingida a tensão de aderência máxima, é ainda possível ocorrer a transferência de forças através da ligação entre os agregados, quando o modo de ruína é governado pela coesão entre os agregados.

Ainda na Figura 2.21, a hipótese b) descreve, aquando da obtenção da tensão de aderência máxima, uma queda da tensão de aderência para um valor residual da tensão de aderência (τ_r) mantendo-se constante até atingir-se o deslizamento último. Esta hipótese é mais apropriada para descrever o comportamento de um betão reforçado com fibras de aço mas pouco apropriada para usar em ligações coladas. Por outro lado, a hipótese c) apresenta uma relação *bond-slip* elasto-plástica perfeita pouco apropriada para descrever o comportamento frágil dos materiais. A hipótese d), é a hipótese mais comum na literatura. A tensão de aderência aumenta linearmente até atingir o seu valor máximo decrescendo também de forma linear até atingir-se o valor de deslizamento último. A hipótese quadrática e) pode ser combinada com outras funções para traduzir-se o ramo ascendente. De notar que quando $\alpha=1$ obtém-se uma relação linear. Por fim, a hipótese f) consiste na adopção de uma função exponencial que descreve o comportamento nas fases de pré e pós-pico pelo que, apenas é necessário conhecer apenas dois parâmetros: (i) tensão de aderência máxima; e (ii) deslizamento máximo (deslizamento correspondente à tensão de aderência máxima). Noutras leis, para além dos parâmetros já enumerados, há a necessidade de se definir ainda o deslizamento último da lei *bond-slip* para se descrever o comportamento não linear da ligação [102]. Uma alternativa à hipótese exponencial f) mantendo os mesmos parâmetros a conhecer foi utilizada em 2001 por Nakaba [66] através da proposta de Popovics [106] baseada numa aproximação à relação tensão-extensão do betão e que é adaptada ao problema da aderência entre dois materiais de acordo com a expressão:

$$\frac{\tau}{\tau_{\max}} = \frac{s}{s_{\max}} \cdot \frac{n_p}{(n_p - 1) + \left(\frac{s}{s_{\max}}\right)^{n_p}} \quad (2.30)$$

onde τ_{max} é a tensão de aderência máxima na ligação FRP/betão; n_p é uma constante obtida a partir de ensaios experimentais e que Nakaba [66] recomenda que se considere igual a 3; s_{max} é o deslizamento verificado para τ_{max} ; e $\tau_{max} = 3,5 \cdot f_c^{0,19}$, sendo f_c a resistência à compressão do betão que deve estar entre 24 e 58 MPa.

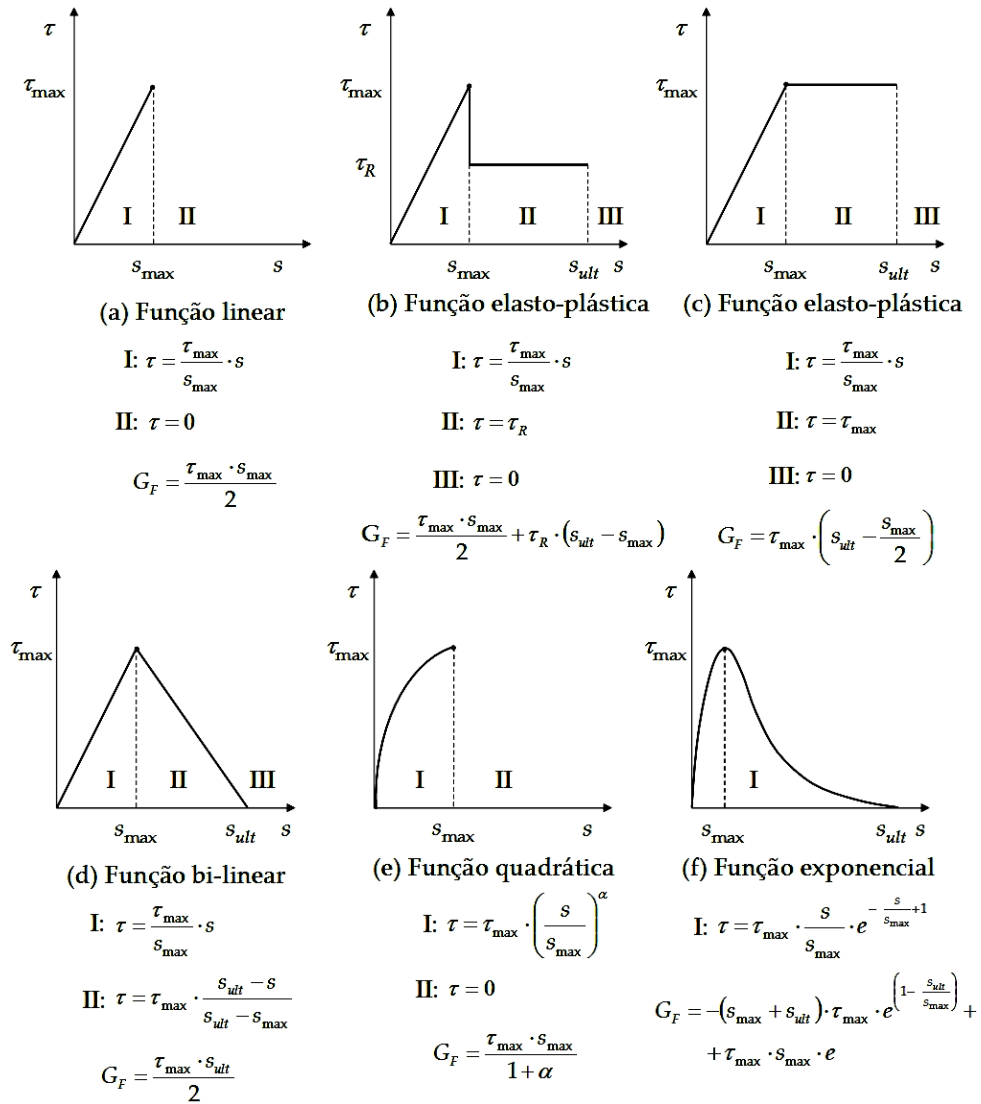


Figura 2.21: Relações tensão de aderência vs deslizamento (τ - s) vulgarmente encontradas na literatura. Adaptado de [102].

Num reforço entre um FRP e o betão, a relação típica entre as tensões de aderência e o deslizamento pode ser descrita de acordo com a expressão proposta por Popovics para a relação tensão-extensão do betão [106] ou através de uma expressão exponencial capaz de traduzir os efeitos não lineares da fendilhação e da interligação dos agregados. Na Figura 2.22 representa-se o comportamento da ligação para três diferentes estágios: (i) pré-pico (ponto A); (ii) pico (ponto B); e (iii) pós-pico (ponto C). No ponto A, ainda da origem, obtém-se uma relação *bond-slip* linear, correspondente ao comportamento do adesivo. Com o aumento do carregamento inicia-se o desenvolvimento de microfendilhações que ocorrem próximo da camada do adesivo na interface entre o

cimento e os agregados. Durante esta fase, uma preparação eficaz da superfície do betão faz com que os agregados fiquem agarrados ao adesivo conferindo à ligação uma maior capacidade em transferir as solicitações para o reforço. A propagação das microfendilhações dá-se até atingir a resistência local máxima ao corte da ligação (ponto B). O ramo descendente da curva *bond-slip*, corresponde ao início e posterior desenvolvimento da fendilhação horizontal entre os agregados a poucos milímetros acima da camada do adesivo (ponto C), resultando finalmente a ruptura da ligação.

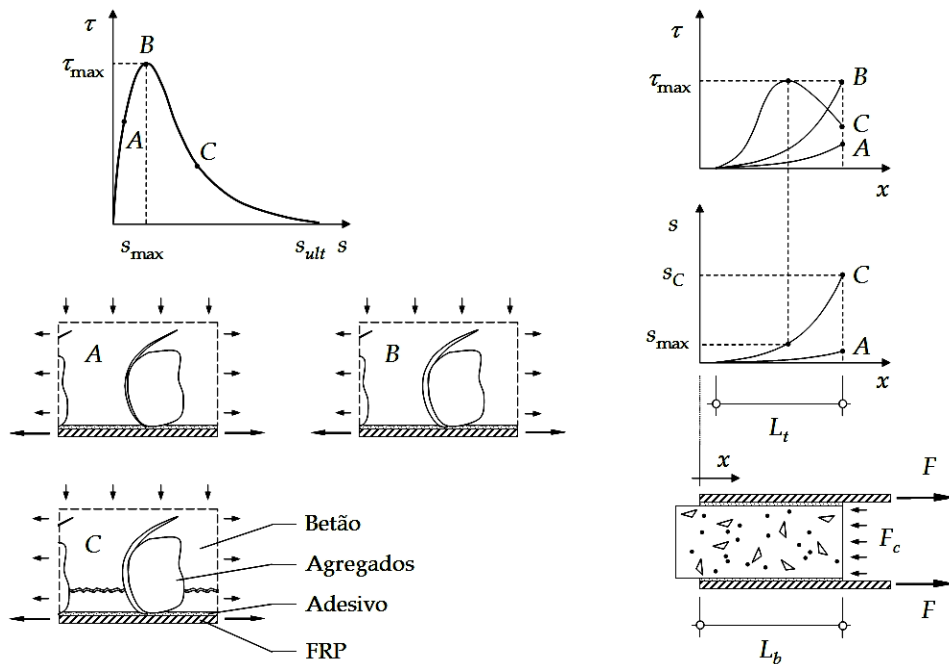


Figura 2.22: Mecanismo e comportamento experimental da aderência. Adaptado de [107].

O comportamento típico da aderência encontra-se ilustrado na Figura 2.22 (lado direito) para um ensaio de corte duplo em termos de deslizamento e tensões de aderência ao longo do comprimento do FRP. A principal característica do comportamento de aderência num ensaio de corte é a tensão de pico que se desloca com a propagação da fendilhação na ligação, com o aumento do carregamento. Na fase de pré-pico (ponto A) o carregamento é praticamente elástico. Por sua vez, na fase pós-pico (ponto C), o aumento do carregamento conduz à fendilhação da ligação e conseqüentemente a um estado não reversível. A máxima força que pode ser transmitida ao FRP é alcançada quando o deslizamento excede o seu valor último (s_{ult}) e depende da eficiência da ancoragem ou do comprimento de transferência (L_t). Aumentando-se o comprimento de colagem (L_b) do reforço consegue-se também aumentar a força que ele consegue absorver porém, este aumento estabiliza a partir de um determinado comprimento de colagem não se conseguindo, a partir daqui, transmitir mais força ao FRP com mais comprimento de colagem conforme se mostra pela Figura 2.23. O comprimento de transferência (L_t) fica assim definido pelo comprimento capaz de absorver a força máxima no reforço. Refira-se ainda que em qualquer ponto de colagem quando se atinge o deslizamento último (s_{ult}), nesse mesmo ponto dá-se a ruína da ligação por destacamento local do reforço já que, a partir daí, o reforço esgotou toda a sua capacidade em mobilizar mais tensões de aderência.

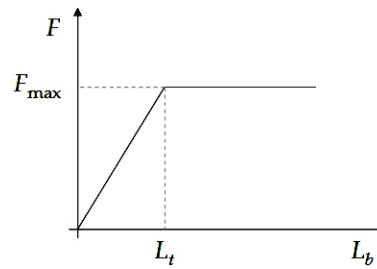


Figura 2.23: Relação entre a máxima força transmitida ao FRP e o comprimento de colagem.

As trajectórias de pré e pós-pico são comandadas pelos modos de fractura envolvidos na ligação FRP-betão. O estado inicial da abertura de uma nova fenda, durante a FPZ portanto, por exemplo em Modo I, resulta no abaixamento da tensão de aderência nesse ponto que, quando a abertura da fenda (w_c) é completa não consegue absorver mais tensões de aderência limitando-se o FRP a absorver e acomodar-se à extensão da fenda. A direcção da propagação da fenda faz-se, como já se referiu, entre os agregados proporcionando uma orientação e respectivo destacamento do FRP conforme se mostra pela Figura 2.24.

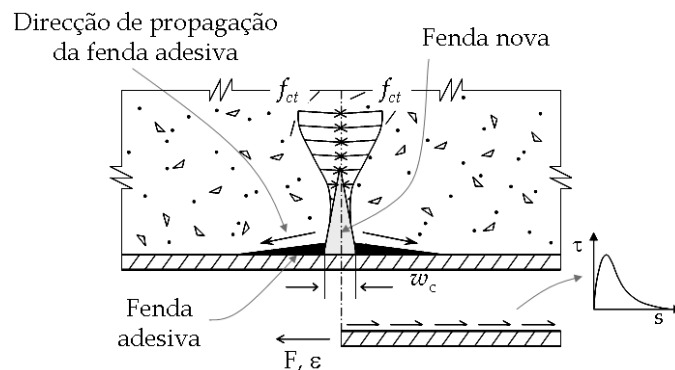


Figura 2.24: Mecanismo de colapso do FRP pela interface entre o reforço e o betão.

2.5.1. Relações de equilíbrio

Começa-se por assumir que as tensões de aderência são independentes das tensões perpendiculares à interface ($\sigma_n(x)$) pelo que se faz, nesta secção, uma análise isolada das tensões de aderência na ligação. Na análise numérica para a determinação da distribuição das tensões de aderência numa ligação entre um compósito de FRP e um betão é usual proceder-se ao equilíbrio das forças horizontais, por exemplo, no FRP conforme se mostra pelo elemento de comprimento infinitesimal dx representado na Figura 2.25. Daqui, chega-se à equação:

$$d\sigma_f(x) - \frac{\tau(x)}{t_f} dx = 0 \quad (2.31)$$

onde t_f é a espessura do FRP, $\sigma_f(x)$ e $\tau(x)$ são, respectivamente, a tensão longitudinal e a tensão de aderência no FRP na posição x .

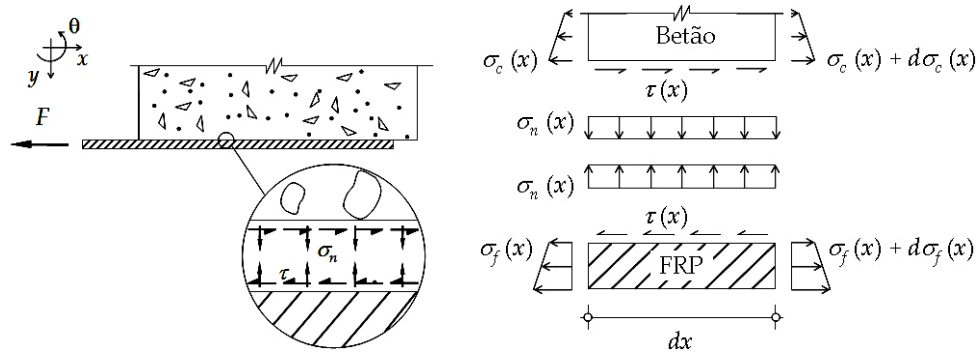


Figura 2.25: Equilíbrio das tensões na ligação FRP/betão.

A variação da tensão longitudinal na fibra $d\sigma_f(x)$ pode ser escrita sob a forma:

$$d\sigma_f(x) = E_f \cdot d\varepsilon_f(x) \quad (2.32)$$

onde E_f é o módulo de elasticidade do compósito de FRP e $d\varepsilon_f(x)$ é a variação da extensão que o compósito de FRP apresenta no ponto x aquando da variação de tensão no compósito $d\sigma_f(x)$. As extensões no FRP podem ser expressas em função do deslizamento (ou *slip*) de acordo com:

$$\varepsilon_f(x) = \frac{ds}{dx} \quad (2.33)$$

onde o infinitesimal ds representa a variação de comprimento no elemento dx de FRP. Admitindo que a tensão de aderência varia localmente de acordo com uma lei do tipo *bond-slip* – $\tau(x) \equiv \tau(s)$, a equação (2.31) pode ser agora reescrita de acordo com a equação:

$$\frac{d^2s}{dx^2} - \frac{\tau(s)}{E_f \cdot t_f} = 0 \quad (2.34)$$

A resolução analítica da equação (2.34) fica dependente do tipo de modelo definido para o comportamento da ligação entre o compósito de FRP e o betão. Apesar deste modelo ter que satisfazer localmente o comportamento da ligação entre dois materiais, o comportamento mais simples reside em admitir que a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento é constante (como representado, por exemplo, na parte II da Figura 2.21c) ou linear (como representado, por exemplo na parte I da Figura 2.21c). A resolução analítica da equação (2.34) não oferece desta forma grande dificuldade. No entanto, para os modelos como os que se apresentam na Figura 2.21e (com $\alpha \neq 1$) e 2.21f implicam já a introdução de funções não lineares na equação (2.34) e que conduzem a resoluções analíticas difíceis de concretizar. Os métodos numéricos oferecem uma boa alternativa para resolver a equação (2.34) sendo o caso particular do Método das Diferenças Finitas (MDF) mais detalhadamente explicado na Sub-Secção 2.6.3 e no Apêndice B.

Na sub-seção seguinte, faz-se referência à lei *bond-slip* do tipo linear com troço ascendente deixando-se a resolução analítica da equação (2.34) com outros tipos de leis lineares para o Apêndice A.

2.5.2. Lei *bond-slip* do tipo linear ascendente

Admitindo uma lei *bond-slip* do tipo linear com um declive positivo (ver Figura 2.21.a) em que $s \leq s_{\max}$, a equação (2.34) resulta:

$$\frac{d^2s}{dx^2} - \alpha^2 \cdot s = 0 \quad \text{com} \quad \alpha^2 = \frac{\tau_{\max}}{s_{\max} \cdot t_f \cdot E_f} \quad (2.35)$$

cuja solução analítica é:

$$s(x) = A \cdot \cosh(\alpha \cdot x) + B \cdot \sinh(\alpha \cdot x) \quad (2.36)$$

onde A e B são constantes do problema que se obtêm a partir das condições de fronteira.

De acordo com [18], as condições de fronteira da expressão (2.36) são definidas por:

$$\begin{cases} x = 0 \\ \sigma_f = \frac{F}{b_f \cdot t_f} \end{cases} \Rightarrow \frac{ds}{dx} = -\frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad \text{e} \quad \begin{cases} x = L_t \\ \sigma_f = 0 \end{cases} \Rightarrow \frac{ds}{dx} = 0 \quad (2.37)$$

donde resultam as os valores das constantes A e B definidas por:

$$A = \frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\cosh(\alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \quad (2.38)$$

$$B = -\frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad (2.39)$$

Considerando as deformações no betão (ver Figura 2.26), o deslizamento entre os dois elementos da ligação vem dado pela diferença entre as extensões dos elementos da ligação FRP-betão traduzido por:

$$\varepsilon_f(x) - \varepsilon_c(x) = \frac{ds(x)}{dx} \quad (2.40)$$

O ângulo de distorção no FRP $d\gamma(x)$, da Figura 2.26, é igual a $ds(x)/t_f$ e que introduzindo em (2.40) obtém-se:

$$\frac{d\gamma(x)}{dx} = \frac{\varepsilon_f(x) - \varepsilon_c(x)}{t_f} \cdot dx \quad (2.41)$$

Assumindo novamente que o FRP tem um comportamento linear até à ruptura, a tensão de aderência pode ser expressa de acordo com:

$$\tau(x) = G_f \cdot \gamma(x) \quad (2.42)$$

e que derivando em ordem a x obtém-se:

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = G_f \frac{d\gamma(x)}{dx} \quad (2.43)$$

onde G_f corresponde ao módulo de elasticidade transversal do compósito de FRP e que se assume constante.

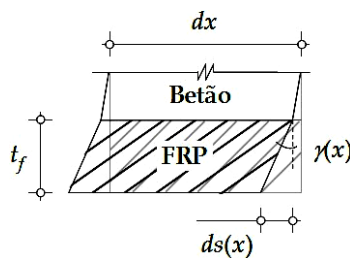


Figura 2.26: Compatibilização de extensões na ligação FRP/betão.

Combinando (2.41) com (2.43) pode escrever-se:

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = \frac{G_f}{t_f} \cdot \left(\frac{\sigma_f(x)}{E_f} - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \right) \quad (2.44)$$

Se se substituir (2.40) em (2.44) obtém-se a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento entre materiais dado por:

$$\tau(s) = K_s \cdot s \quad \text{com} \quad K_s = \frac{G_f}{t_f} \quad (2.45)$$

Esta relação não é mais que o declive da função linear representada na Figura 2.21a e cuja designação dada por Lorenzis *et al.* [93] foi de módulo de deslizamento (K_s). Esta formulação foi também seguida noutros trabalhos [62, 108, 109] sendo o módulo de deslizamento calculado nos trabalhos de Täljsten [62, 108], Lorenzis [93], Bizindavyi e Neale [109] como a relação entre o módulo de elasticidade transversal da interface (G_{int}) e a espessura da interface (t_{int}). Tal opção, foi justificada por aqueles autores por se ter estudado uma solução de reforço cuja técnica empregue na colagem do FRP ao betão foi a técnica de *wet lay-up*. Nesta técnica, a resina tanto está do lado do FRP (como matriz na impregnação das fibras) como também serve para estabelecer a ligação com a superfície de betão. Como é na interface que as tensões de aderência se desenvolvem, as propriedades mecânicas do primário também devem ser tidas em consideração. Assim,

de acordo com [93], o módulo de elasticidade transversal da interface deve ser calculado com base na regra das misturas de acordo com a expressão:

$$G_{\text{int}} = \frac{G_{\text{resina}} \cdot G_{\text{primário}}}{t_{\text{resina}} \cdot G_{\text{primário}} + t_{\text{primário}} \cdot G_{\text{resina}}} \quad (2.46)$$

O módulo de elasticidade transversal da resina é calculado por:

$$G_{\text{resina}} = \frac{E_{\text{resina}}}{2 \cdot (1 + \nu_{\text{resina}})} \quad (2.47)$$

e a mesma relação pode ser utilizada para a determinação do módulo de elasticidade transversal do primário. O módulo de deslizamento definido em (2.45) é quantificado pela relação entre o módulo de elasticidade transversal da interface (G_{int}) dada pela expressão (2.46) e a espessura da interface (t_{int}) que é obtida a partir da leitura directa através de microscópio electrónico [93].

2.5.2.1. Distribuição dos deslizamentos

Os deslizamentos ao longo da ligação são calculados através da expressão (2.36) e cujas condições de fronteira permitem definir as constantes A e B de acordo com (2.38) e (2.39), respectivamente. Os deslizamentos ao longo da interface são calculados a partir da expressão:

$$s(x) = \frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \left(\frac{\cosh(\alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \cdot \cosh(\alpha \cdot x) - \sinh(\alpha \cdot x) \right) \quad (2.48)$$

e que pode ainda ser simplificada se se recorrer a algumas propriedades das funções hiperbólicas³ reescrevendo-se sob a forma mais reduzida:

$$s(x) = \frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\cosh(\alpha x - \alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \quad (2.49)$$

Com base na expressão (2.49), resulta que o deslizamento é máximo na região de aplicação da força ($x=0$) e com derivada, nesse ponto, igual à extensão no FRP. Já numa região oposta e mais concretamente no ponto $x=L_t$, o compósito de FRP tem, obrigatoriamente, um deslizamento mínimo que pode ser diferente de zero. Em consequência, nesse ponto, o deslizamento (s) apresenta derivada nula (tangente nula no ponto) conforme se mostra na Figura 2.27a e conforme se admitiu inicialmente ao introduzir-se na expressão (2.36) as condições de fronteira definidas em (2.37).

³ $\cosh(\alpha \cdot x) = \cosh(-\alpha \cdot x)$;

$\sinh(\alpha \cdot x) = -\sinh(-\alpha \cdot x)$;

$\cosh(-\alpha \cdot x) \cdot \cosh(\alpha \cdot L_t) + \sinh(-\alpha \cdot x) \cdot \sinh(\alpha \cdot L_t) = \cosh(\alpha \cdot L_t - \alpha \cdot x)$.

No entanto, a distribuição dos deslizamentos ao longo da superfície de colagem pode não corresponder à distribuição representada na Figura 2.27a. Para tal basta imaginar que num qualquer ponto da ligação surge uma fenda no betão conforme se exemplifica pela Figura 2.27b. Nesse caso, uma descontinuidade na distribuição dos deslizamentos deve surgir por se introduzir no ponto da fenda uma inversão do sentido das tensões de aderência (veja-se também a Figura 5.1). Liu *et al.* [110] basearam-se numa análise numérica sobre a influência da fenda na distribuição dos deslizamentos e das tensões de aderência, referindo os autores que as condições de fronteira do problema inicial, ou seja, antes da fenda, são alteradas a partir do momento em que uma fenda aparece. Assim, assume-se que na fenda, a extensão no compósito de FRP continua a ser dada pela expressão (2.33) e que a abertura da fenda (w) se obtém a partir do deslizamento acumulado pelo FRP até esse ponto dado a partir da expressão:

$$w = s_{dir} - s_{esq} \quad (2.50)$$

onde s_{dir} e s_{esq} são, respectivamente, os deslizamentos à direita e à esquerda da fenda de betão.

Apesar da lei *bond-slip* local assumida por Liu *et al.* [110] ser do tipo bi-linear, o facto de introduzir uma ou mais fendas na ligação FRP/betão não significa que a lei *bond-slip* adoptada inicialmente tenha que ser, por consequência do aparecimento da fenda, alterada pelo que, a distribuição dos deslizamentos numa zona não perturbada da ligação mantém-se, qualitativamente, semelhante às representadas na Figura 2.27a.

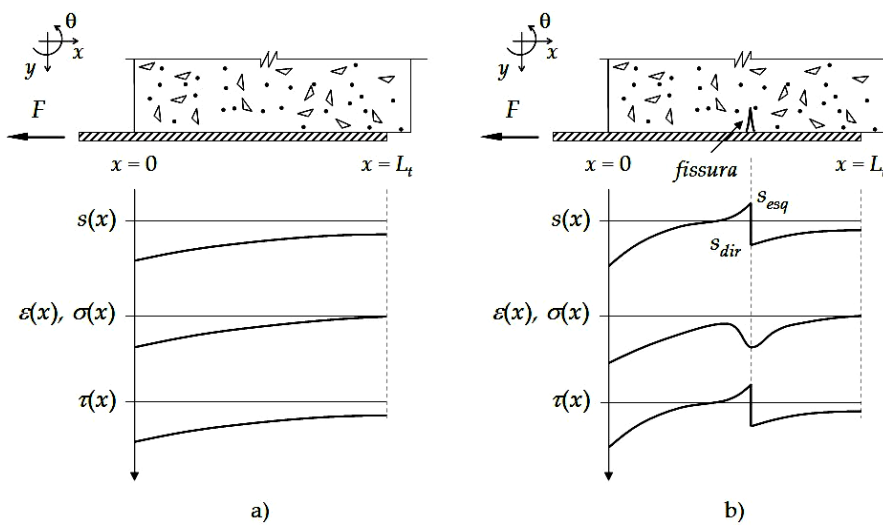


Figura 2.27: Esquema das distribuições no FRP de deslizamentos, extensões, tensões ao longo do comprimento de colagem e tensões de aderência.

2.5.2.2. Distribuição das extensões

A distribuição das extensões ao longo do compósito de FRP é obtida a partir da distribuição dos deslizamentos definida pela expressão (2.49) e que, combinando com (2.33), resulta na expressão:

$$\varepsilon_f(x) = \frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\sinh(\alpha x - \alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \quad (2.51)$$

As extensões são, conforme se esquematiza na Figura 2.27a, máximas na extremidade de aplicação da força ($x = 0$) e nulas na extremidade oposta ($x = L_t$).

Assumindo de novo o aparecimento de uma fenda num dado ponto da ligação, as extensões tomam um valor máximo relativo nesse ponto de acordo com a Figura 2.27b. Relembrando as expressões (2.31) e (2.32), conclui-se que o ponto de extensões máximas ocorre precisamente no ponto em que as tensões de aderência são nulas o que, pela inversão do sentido dos deslizamentos nesse ponto, as tensões de aderência invertem também o seu sentido passando a cruzar o eixo das abcissas nesse ponto (vide Figura 2.27b). À semelhança da distribuição dos deslizamentos, nas regiões não perturbadas a distribuição das extensões mantém-se, qualitativamente, semelhante às representadas pela Figura 2.27a.

2.5.2.3. Distribuição das tensões longitudinais

Tendo o compósito de FRP um comportamento elástico e linear, a distribuição das tensões longitudinais no FRP vêm calculadas a partir da distribuição das extensões bastando apenas multiplicar a expressão (2.51) pelo módulo de elasticidade do FRP. A expressão que permite definir a distribuição das tensões longitudinais no FRP é:

$$\sigma_f(x) = \frac{F}{b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\sinh(\alpha x - \alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \quad (2.52)$$

As tensões no compósito de FRP assumem, por conseguinte, uma distribuição que é, de forma qualitativa, igual à das extensões no compósito.

2.5.2.4. Distribuição das tensões de aderência

A distribuição das tensões de aderência pode ser calculada com base na expressão (2.31) pelo que, derivando a expressão (2.52) em ordem a x e multiplicando pela espessura do compósito de FRP (t_f) resulta:

$$\tau(x) = \frac{F}{b_f} \cdot \alpha \cdot \frac{\cosh(\alpha x - \alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \quad (2.53)$$

As tensões de aderência são assim máximas na região de aplicação da força ($x=0$) e mínimas na região de colagem oposta ($x=L_t$).

2.5.2.5. Determinação da força máxima de ancoragem

A máxima força transmitida ao compósito de FRP pode ser determinada com base na definição do comprimento de transferência. Assim, num comprimento de colagem em que $L_b \geq L_t$, quando o primeiro ponto da ligação ($x=0$) esgota a sua capacidade em

desenvolver mais tensões de aderência (por inerência deslizamentos), a força que foi transmitida ao compósito é máxima (conforme Figura 2.23). Introduzindo em (2.49) a condição que no ponto $x=0$ o deslizamento é máximo (s_{\max}) obtém-se:

$$s_{\max} = \frac{F_{\max}}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\cosh(\alpha \cdot L_t)}{\sinh(\alpha \cdot L_t)} \quad (2.54)$$

Relembrando que:

$$\alpha^2 = \frac{\tau_{\max}}{s_{\max} \cdot t_f \cdot E_f}$$

a força máxima transmitida ao compósito de FRP pode ser escrita sob a forma:

$$F_{\max} = s_{\max} \cdot \alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f \cdot \tanh(\alpha \cdot L_t) \quad (2.55)$$

A função hiperbólica da tangente é máxima quando toma o valor unitário pelo que a força transmitida ao compósito de FRP é máxima quando:

$$F_{\max} = s_{\max} \cdot \alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f \quad (2.56)$$

Sendo a energia de fractura (G_F) dada pela área limitada pela lei *bond-slip*, no caso linear a energia de fractura vale:

$$G_F = \frac{\tau_{\max} \cdot s_{\max}}{2} \quad (2.57)$$

e que introduzindo em (2.56) resulta a expressão:

$$F_{\max} = b_f \cdot \sqrt{2G_F \cdot E_f \cdot t_f} \quad (2.58)$$

que é uma expressão vulgarmente utilizada por diversos autores [30, 63, 93, 111-117].

Relações energéticas

As relações que envolvem as forças de aderência e o deslizamento entre os elementos da ligação na zona de ancoragem podem ainda ser determinadas recorrendo a princípios energéticos. Para tal, começa-se por assumir que a força (F) aplicada ao compósito de FRP representada na Figura 2.27 corresponde à força de aderência F_τ que se produz na interface da ligação FRP/betão num comprimento infinitesimal dx e que se define por:

$$F_\tau = \tau(s) \cdot A_T = \tau(s) \cdot b_f dx \quad (2.59)$$

onde $\tau(s)$ representa a lei local *bond-slip* da ligação e A_T corresponde à área de aderência dada por $A_T = b_f \times dx$. As tensões de aderência que assim se desenvolvem ao longo do reforço realizam o trabalho exterior dado pela expressão:

$$U_{\text{ext}} = - \int_0^x \int_0^{s(x)} \tau(s) ds \cdot b_f dx \quad (2.60)$$

onde b_f é a largura do compósito de FRP.

O trabalho das forças interiores vem dado pela expressão:

$$U_{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_V \sigma \cdot \varepsilon dV \quad (2.61)$$

onde σ representa as tensões e ε as respectivas extensões virtuais desenvolvidas no volume infinitesimal dV . Fazendo agora $\sigma = E_f \times \varepsilon$, $dV = dx dy dz = dA dx$ e que $A_f = \int dA$, a expressão (2.61) pode ser reescrita sob a forma:

$$U_{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_0^x \frac{\sigma^2}{E_f} \cdot A_f dx \quad (2.62)$$

O trabalho total vem dado pela soma do trabalho exterior e interior pelo que:

$$U_{\text{total}} = \frac{1}{2} \int_0^x \frac{\sigma^2}{E_f} \cdot A_f dx - \int_0^x \int_0^{s(x)} \tau(s) ds \cdot b_f dx \quad (2.63)$$

Como $\varepsilon = ds/dx$ e $\sigma = E_f \times \varepsilon$, a expressão (2.63) pode ser reescrita sob a forma:

$$U_{\text{total}} = \frac{1}{2} \int_0^x \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 \cdot E_f \cdot A_f dx - \int_0^x \int_0^{s(x)} \tau(s) ds \cdot b_f dx \quad (2.64)$$

onde A_f é a área da secção transversal do FRP.

Minimizando o trabalho total (U_{total}) definido em (2.64), obtém-se a equação de equilíbrio da ligação FRP/betão expressa por:

$$\frac{d}{dx} (U_{\text{total}}) = 0 \Rightarrow \frac{d^2 s}{dx^2} - \frac{\tau(s)}{E_f \cdot t_f} = 0 \quad (2.65)$$

A força máxima transmitida ao FRP pode ser deduzida a partir das expressões das energias interior e exterior definidas em (2.60) e (2.62) obtendo-se:

$$\int_0^x \left(b_f \int_0^{s(x)} \tau(s) ds - \frac{1}{2} \int_0^x \frac{\sigma^2}{E_f} \cdot A_f \right) dx = 0 \quad (2.66)$$

Sendo a energia de fractura (G_f) da ligação obtida a partir da expressão:

$$G_F = \int_0^{s(x)} \tau(s) ds \quad (2.67)$$

a equação (2.66) pode ser reescrita sob a forma:

$$b_f \cdot G_F - \frac{F^2}{2A_f \cdot E_f} = 0 \quad (2.68)$$

onde F é a força de tracção no compósito de FRP dada por $F=\sigma/A_f$. Resolvendo a equação (2.68) em ordem à força de tracção no FRP (F) obtém-se a força máxima transmitida ao compósito de FRP e, conforme já se referiu anteriormente, é definida pela expressão (2.58).

2.5.3. Determinação da força máxima transmitida ao compósito de FRP

A determinação da força máxima transmitida ao compósito de FRP é tratada correntemente na literatura, sendo diversas as propostas de cálculo para a sua obtenção. Na generalidade, as publicações tentam traduzir essa força através da resistência à tracção do betão (f_{ctm}). O trabalho desenvolvido por Neubauer e Rostásy [115] em 1997 foi dos primeiros a estabelecer esta relação. No entanto, refira-se que todas têm uma forte base na expressão (2.58) a qual não depende, directamente, das propriedades do betão. Refira-se ainda que no trabalho de Neubauer e Rostásy [115], para além de se basear numa lei *bond-slip* local do tipo bi-linear, a força máxima transmitida ao FRP nos casos de provetes com comprimento de colagem menor que o de transferência foi determinada a partir da proposta feita pelo trabalho pioneiro de Holzenkämpfer [118] de 1994 e expressa de acordo com:

$$F_{\max}^* = F_{\max} \cdot \frac{L_b}{L_t} \cdot \left(2 - \frac{L_b}{L_t} \right) \quad (2.69)$$

onde L_b é o comprimento de colagem do FRP e L_t é o comprimento de transferência da ligação FRP/betão.

Na Tabela 2.2 apresenta-se um resumo de diferentes propostas para a determinação da força máxima transmitida ao compósito de FRP encontrado na literatura.

Tabela 2.2: Propostas de cálculo para a determinação da força máxima transmitida ao FRP de acordo com diversos autores.

Autores	Reforço	F_{max}	β_f	Observações
Seracino <i>et al.</i> [29]	CFRP	$\alpha_{des} \cdot \sqrt{\tau_{max} \cdot s_{max}} \cdot \sqrt{L_{per} \cdot E_f \cdot A_f}$	-	<p>No caso do comprimento de colagem ser superior a L_t (obtido a partir da expressão da Tabela 2.4 e que se baseia no trabalho de Chen e Teng <i>et al.</i> [105]) e com $\alpha_{des} = 0,869$. Note-se ainda que esta expressão é também adoptada no CIDAR [28].</p> <p>Em alternativa à expressão anterior e com $\alpha_{des} = 0,782$. Note-se ainda que esta expressão é também adoptada no CIDAR [28] como alternativa à primeira expressão.</p>
Ueda e Dai [30]	-	$b_f \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}$ se $b_f < 100mm$ $(b_f + 2\Delta b_f) \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}$ se $b_f \geq 100mm$	-	<p>Com: $\Delta b_f = 3,7mm$</p> <p>Os autores pretendem, com este acréscimo de largura do FRP, ter em conta com o efeito da largura do FRP sobre a área de betão efectivamente mobilizada. Em que b é a largura da secção de betão colada ao compósito e</p>
Chen e Teng <i>et al.</i> [105]	-	$0,4 \cdot \beta_f \cdot \beta_L \cdot b_f \cdot f_{cm}^{0,25} \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f}$	$\sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{b}}}$	$\beta_L = \begin{cases} 1 & L_b \geq L_t \\ \sin\left(\frac{\pi \cdot L_b}{2 \cdot L_t}\right) & L_b < L_t \end{cases}$ <p>No entanto, a expressão não é recomendada para reforços cuja espessura é superior a 5mm. Deve utilizar-se ainda as unidades em N e mm.</p>
Matthys [107]	-	$0,9 \cdot \beta_f \cdot K_c \cdot b_f \cdot \sqrt{2n \cdot c_F \cdot E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	$1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} > 1$	<p>O valor de K_c representa o efeito da preparação da superfície (entre 0,87 a 1,0) e com $c_F = 0,202mm$.</p>
Neubauer e Rostásy [115]	CFRP	$0,64 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	$1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} > 1$	<p>O autor recomenda para o dimensionamento, dividir a expressão por 1,28.</p>

2.5.4. Determinação do comprimento de transferência

O comprimento de transferência (L_t), também denominado por comprimento efectivo (L_{ef}), pode ser calculado a partir da força máxima transmitida ao FRP. Assume-se uma lei *bond-slip* local do tipo linear e ascendente, a força máxima transmitida ao FRP é definida pela expressão (2.55). A função hiperbólica da tangente é máxima quando toma o valor unitário e para esse efeito é necessário que o produto $\alpha \times L_t$ seja infinito o que, teoricamente, equivale a dizer que o comprimento efectivo da ligação é também infinito. Porém, comparando com a solução obtida a partir de uma lei *bond-slip* local do tipo linear e descendente (veja-se o Apêndice A na Sub-secção A.2), para $\alpha \times L_t = \pi/2$, a função hiperbólica da tangente toma um valor muito próximo da unidade e cujo erro é de apenas 8,3%.

Neubauer e Rostásy [115] determinam o comprimento de transferência a partir da expressão:

$$L_t = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}} \quad (2.70)$$

onde c_2 é uma constante igual a 2 no caso do CFRP. Este valor de c_2 foi obtido com base em 52 ensaios de corte a partir de provetes de betões de duas classes de resistência distintas (C20/25 e C50/60) colados com compósitos de CFRP, com uma e duas camadas (espessuras de 1,2mm e 2,4mm) e com diferentes comprimentos de colagem (75/150/225/300/550mm). Neubauer e Rostásy [115] pretenderam definir uma expressão que conseguisse relacionar (para além da força máxima transmitida ao CFRP) o comprimento de transferência em função da resistência média à tracção do betão (f_{ctm}). Refira-se ainda que este trabalho foi adoptado no boletim 14 da fib [116] (Apêndice A.1 do Capítulo 4 relativo à verificação ao estado limite último do destacamento do FRP em ancoragens e em fendas de flexão) e que ao comparar a expressões (2.70) e (A.31) verifica-se que o declive da lei *bond-slip* do tipo linear descendente é dado por:

$$\frac{\tau_{\max}}{s_{ult}} = \frac{\pi^2}{4} \cdot f_{ctm} \quad (2.71)$$

Apesar do boletim 14 da fib [116] não fazer referência a compósitos de fibras de vidro, em trabalho anterior [18] chegou-se a um valor médio de c_2 igual a 0,8 para provetes sem qualquer tipo de envelhecimento. Assim, a expressão (2.71) pode ser reescrita no caso do GFRP sob a forma:

$$\frac{\tau_{\max}}{s_{ult}} = \frac{\pi^2}{5} \cdot f_{ctm} \quad (2.72)$$

A Tabela 2.3 apresenta um resumo de algumas propostas encontradas na literatura para a determinação do comprimento de transferência.

Tabela 2.3: Propostas de cálculo para a determinação do comprimento de transferência de acordo com diversos autores.

Autores	Reforço	L_t	Observações
Chen e Teng <i>et al.</i> [105]	-	$\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{f_{cm}}}}$	As unidades a utilizar devem estar em N e em mm. Com $\alpha=0,9$ e $c_f=0,202\text{mm}$. O parâmetro c_f corresponde à relação entre a energia de fractura (G_F) e a resistência à tracção do betão (f_{ctm}). O valor 1,57 corresponde, na prática, a $\pi/2$.
Matthys [107]	-	$1,57 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\frac{c_f \cdot E_f \cdot t_f}{f_{ctm}}}$	
Neubauer e Rostásy [115]	CFRP	$\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}}$	Com $c_2=2$.
Ouezdou <i>et al.</i> [119]	-	$0,012 \cdot t_f \cdot \left(\frac{E_f}{\sqrt{f_{cm}}} \right)$	A expressão foi obtida a partir de vários resultados experimentais recolhidos na literatura.

2.6. Modelação numérica

O colapso prematuro ou inesperado de edifícios, barragens ou pontes na Engenharia Civil como noutras áreas da engenharia em barcos, aviões, comboios, entre outros exemplos têm vindo a marcar a história da indústria mundial. Grande parte destes acontecimentos ficaram a dever-se a dimensionamentos insuficientes [38]. Contudo, nos dias de hoje sabe-se que muitos desses colapsos se ficaram a dever a microfendas pré-existentes nos materiais que posteriormente despoletavam e que se desenvolviam originando a fractura do material. Esta descoberta levou, por conseguinte, ao que hoje se denomina por Mecânica da Fractura. A Mecânica da Fractura pode ser assim definida como a ciência que estuda a resposta e ruptura de uma estrutura como consequência da iniciação da fendilhação e conseqüentemente da sua propagação. Assim, é com naturalidade que se tem assistido a uma crescente necessidade de modelar computacionalmente os comportamentos não lineares dos materiais. Como as fendilhações são a grande causa das respostas não lineares das estruturas de betão armado, tem-se procurado desenvolver modelos que permitam prever esses comportamentos da forma mais real possível. Com efeito, existem diferentes métodos numéricos capazes de simular tais comportamentos, destacando-se aqui os dois modelos: (i) modelos discretos de fendas (*Discrete Crack Models – DCM*); e (ii) modelos de distribuição contínua de fendas (*Smearred Crack Models – SCM*) que se descrevem nos sub-capítulos seguintes. Como exemplo de programas de cálculo comerciais que recorrem a estes tipos de modelos refiram-se o CRACKER, o FRANC (**FR**acture **AN**alysis **C**ode) e o MERLIN [120] que permitem o uso da DCM, o DIANA e o ATENA [121] que se baseiam na SCM para modelar os elementos de betão.

A escolha do modelo a adoptar na análise numérica depende da sua finalidade e também da estabilidade numérica que se pretende inculir na modelação. Em termos globais, se a relação carga-deslocamento é primordial, sem grandes preocupações pelos padrões de fendilhação e de estimativa das tensões locais, o SCM é provavelmente a

melhor escolha. Se o interesse reside no detalhe do comportamento local do modelo, a adoção do DCM deverá ser necessária [46].

2.6.1. Modelos discretos de fendas (DCM)

A primeira modelação de elementos de betão armado por elementos finitos foi, de acordo com [46], desenvolvida por De Ngo e Scordelis em 1967 [122], tendo desenvolvido uma análise elástica linear em vigas com padrões de fendas pré-definidos. As fendas foram modeladas através da separação de pontos nodais da malha de EF criando assim um modelo discreto de fendas. Em 1981, Saouma e Ingraffea [123], introduziram no modelo numérico as descontinuidades do campo dos deslocamentos resultantes da FPZ. A análise da fendilhação assim produzida, não é de tarefa fácil e requer que, para um dado nível de solicitação, a solução tenha em conta não só as tensões e extensões dos materiais, como também tenha em conta as formas geométricas e as forças envolvidas na FPZ que formam parte das condições de fronteira do problema.

A modelação discreta de fendas está, por conseguinte, directamente ligada aos princípios da Mecânica da Fractura ou aos conceitos da fenda fictícia já aqui mencionados anteriormente. Este método é teoricamente mais cómodo na localização e identificação da fenda. Por outro lado, esta modelação requer uma técnica para a renovação da malha de elementos finitos para se ter em conta o fenómeno de desenvolvimento progressivo da fenda. Este requisito torna a modelação excessivamente exigente do ponto de vista quer de hardware quer de software com recurso a programas mais complexos e demasiadamente específicos [124]. É por esse motivo, a grande desvantagem que o conceito da fenda discreta apresenta. Esta evidência toma ainda maior relevo quando se passa de uma análise bidimensional para uma análise tridimensional. No entanto, num ponto de vista macroscópico dos materiais, o modelo discreto aproxima-se mais do comportamento físico das fendas já que, se trata de uma aproximação que reflecte melhor a realidade física da abertura de fendas no betão.

Com o intuito de reduzir o grande esforço computacional de regeneração de malha, refira-se o trabalho de Shi *et al.* em 2003 [125] que propõe um esquema simples para modelar a propagação discreta da fenda e que se baseia numa malha de elementos finitos com elementos triangulares interligados entre si de forma regular (veja-se a Figura 2.28). Esta formulação consiste na introdução de EF de duplo nó que, apesar de serem nós independentes, partilham as mesmas coordenadas e estão ligados entre si por intermédio de molas com coeficientes de rigidez. Aquando da introdução da fenda nesses elementos, a ligação entre estes nós passa a ser dominada pelos conceitos da NLFM e os coeficientes de rigidez da ligação iniciais tomados agora nulos. Conforme se mostra pela Figura 2.28c e Figura 2.28d, após obter-se um campo de tensões num dado elemento, a fenda é orientada na direcção normal à força Q e o padrão presumível da futura fenda fica definido pela reposição dos nós mais próximos da malha.

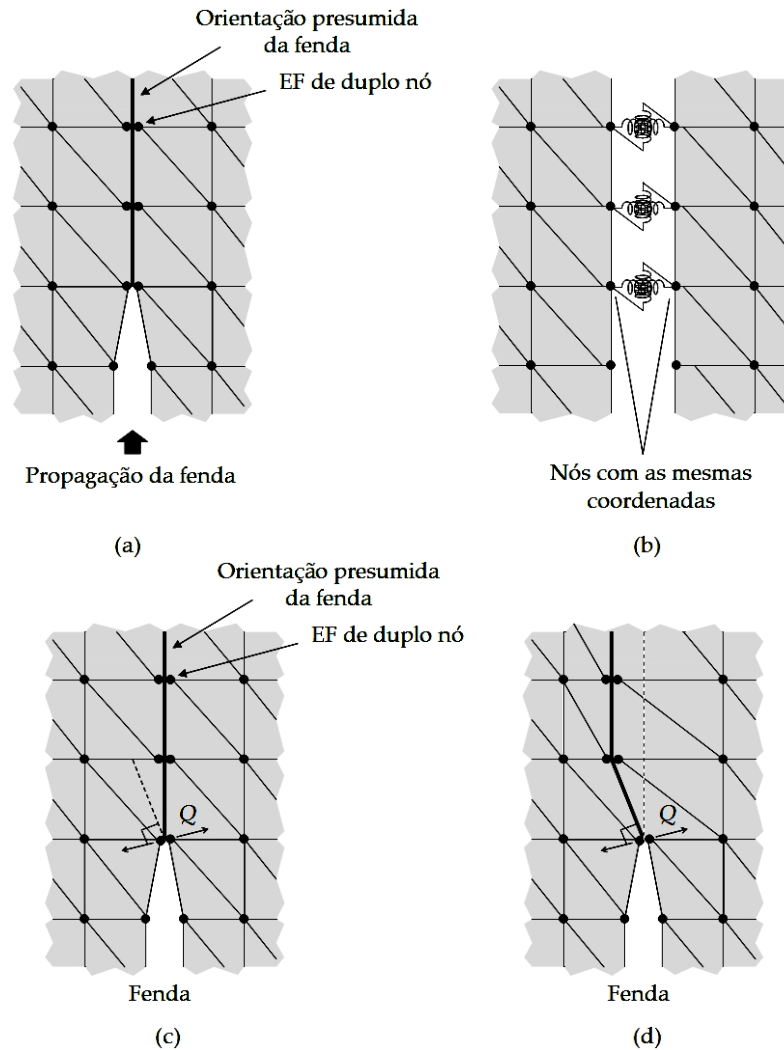


Figura 2.28: a) e b) Modelo proposto por Shi *et al.* com elementos finitos de duplo nó. c) e d) Esquema de regeneração da malha de elementos finitos. Baseado em [125].

2.6.2. Modelos de distribuição contínua de fendas (SCM)

Os modelos de distribuição contínua de fendas foram, de acordo com [46], utilizados pela primeira vez em 1968 por Rashid [126] e pretendem representar a fendilhação do betão como um material elástico e ortotrópico com módulo de elasticidade reduzido na direcção perpendicular ao plano da fenda. Com esta simulação contínua, os deslocamentos nas fendas são distribuídos por uma área confinada, ou banda, do elemento finito onde o comportamento do betão fendilhado pode ser representado por relações tensão-COD conforme representado na Figura 2.4.

Apesar destes modelos serem simples de implementar e que, por esse motivo, serem muito utilizados, apresentam um grande inconveniente: a dependência dos resultados com o tamanho da malha de elementos finitos usada na modelação. O recurso a malhas de elementos finitos grandes produzem em cada elemento um amplo efeito na rigidez estrutural, ou seja, quando um único elemento abre uma fenda, a rigidez de toda a estrutura fica altamente reduzida. Esta constatação pode ser encontrada, por exemplo, em [127] relativamente a ensaios de aderência com recurso ao

arrancamento de varões de aço em provetes de betão. Porém, neste estudo concluiu-se que nos modelos em que se recorreram a leis do tipo *bond-slip* (tensão de aderência *vs.* deslizamento) em detrimento da adopção de ligações perfeitas entres os elementos, a dependência da dimensão da malha de elementos finitos resultava menos evidente. Por tal facto, e por conveniência da modelação, sugerem-se em [127] o uso de malhas de EF largas sempre associadas a leis *bond-slip*.

Contudo, o recurso a malhas demasiado refinadas pode também não conseguir representar convenientemente a fendilhação do material. Esta constatação pode ficar a dever-se ao facto da energia de fractura dissipada nesse processo ser menor do que a energia de fractura dissipada na realidade. A solução para este problema poderá passar por recorrer, no caso do betão não só às leis tensão-COD representadas na Figura 2.4, como também se deve usar bandas de dimensões entre 1 a 3 vezes o agrgado do betão.

Outra dificuldade em eliminar ou atenuar a dependência da malha de EF reside na particularidade de se adoptar para o tipo de fendilhação um modelo fixo (veja-se o Sub-Capítulo 7.1.1.1). De acordo com [42], ocorre um efeito chamado *stress-locking* nos elementos adjacentes ao elemento fendilhado (veja-se a Figura 2.29). Este fenómeno fica a dever-se às extensões impostas no elemento fendilhado e que cuja fendilhação se dá pela diagonal do elemento induzindo um acréscimo das tensões no elemento (não fendilhado) adjacente. Este acréscimo de tensões poderá assim conduzir a uma falsa fendilhação ou, no caso desse elemento não fendilhar poderá influenciar a sua rigidez e consequentemente os resultados finais. Este problema poderia ser resolvido bastando para tal orientar os lados do elemento não fendilhado paralelamente à fendilhação do elemento fendilhado adjacente. Como a fendilhação não é conhecida inicialmente, esta situação requereria uma nova análise com nova formação da malha de elementos finitos o que, tiraria toda a vantagem de se recorrer ao SCM em detrimento da DCM.

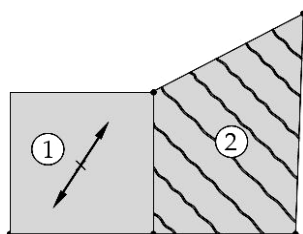


Figura 2.29: Efeito *stress-locking*: tensões de tração induzidas ao elemento não fendilhado adjacente. Adaptado de [42].

Outros elementos cujo comportamento é estabelecido por pontos de integração também não alteram esta situação por que, na maioria dos casos, quando se abre uma fenda num ponto de integração, o elemento reduz suficientemente a sua rigidez por forma a abrir fendas nos outros pontos de integração na iteração imediatamente a seguir. Assim, uma fenda num determinado ponto de integração não alivia o material restante uma vez que a imposição da extensão contínua, aumenta as extensões em todos os pontos de integração. Globalmente, a formação de uma fenda num elemento de grandes dimensões produz um abaixamento das tensões (pós-pico) de uma grande porção da estrutura. A grande dificuldade reside no facto de que a fenda representa uma descontinuidade das extensões que não podem ser modeladas convenientemente com recurso apenas a um elemento finito cujas extensões variam continuamente. De acordo

com [46], a solução deste problema tem sido alvo de alguns estudos baseados em particular nos conceitos da Mecânica da Fractura.

Por fim, saliente-se apenas que a escolha entre uma análise através da DCM ou SCM é, no caso de não haver um interesse localizado na fenda, uma questão de conveniência e limitada apenas pela disponibilidade do programa de elementos finitos.

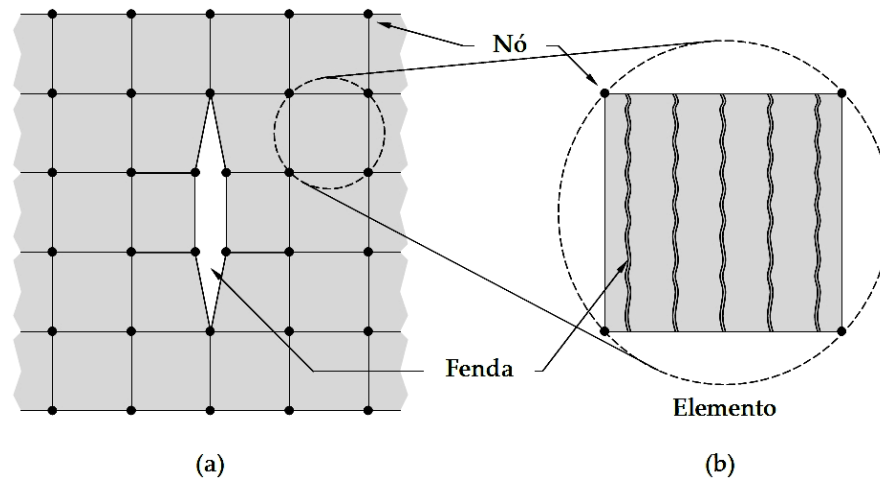


Figura 2.30: Modelos de fendas: (a) discreto; e (b) de distribuição contínua. Adaptado de [46].

2.6.3. Modelação com elementos finitos de interface

A reparação ou reforço de estruturas com recurso aos compósitos de FRP sendo actualmente uma técnica cada vez mais usual, o sucesso da sua eficiência depende da aderência entre os materiais colados. A perda total ou parcial dessa aderência é motivo suficiente para que o compósito de FRP deixe de desempenhar o seu papel principal pelo que, o momento em que o FRP descola da superfície de betão deve ser evitado. A previsão do descolamento do compósito de FRP exige não só uma análise da distribuição de tensões na interface, mas também torna necessário que se adopte um critério de ruptura apropriado e associado aos modos de ruptura específicos esperados. Os modos de ruptura esperados encontram-se ao nível de rupturas coesivas pelo betão ou ao nível das rupturas adesivas pela interface FRP/betão. A ruptura coesiva pelo compósito de FRP, caracterizada pela delaminação das fibras do compósito, tem muito menor probabilidade de ocorrer. Os critérios de ruptura desempenham, conseqüentemente, um papel importante nas técnicas de reforço exterior de vigas uma vez que oferecem ao projectista dados importantes na estimativa da prevenção dos tipos de ruptura e de forma a conseguir tirar o máximo partido das propriedades do reforço sem colocar em causa a integridade local ou global da estrutura reforçada.

De acordo com Brosens e Gemert Van [128], a combinação das tensões de corte e das tensões normais no plano da interface está associada ao fenómeno de descolamento do FRP em vigas exteriormente reforçadas com estes materiais. A lei de ruptura assumida por estes autores teve por base o critério de Mohr-Coulomb. Brosens e Gemert [128] assumiram como envolvente de ruptura uma lei que se regia apenas pelo betão já que, para estes autores, o betão é o elemento mais fraco da ligação. Algumas questões importantes, como tratamento de superfície ou a rigidez do compósito de FRP não foram considerados no estudo destes autores. Outro efeito que Brosens e Gemert [128]

não consideraram foi a degradação da ligação FRP/betão devido, por exemplo, a efeitos ambientais agressivos que afectam a ligação e alteram inclusivamente o modo de ruptura coesivo pelo betão para adesivo pela interface conforme verificado em [18].

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi também implementado por Adhikary e Mutsuyoshi [129] na formulação de elementos finitos de interface. Os resultados obtidos para vigas de secção rectangular 0,25×0,20m e 0,20×0,15 (altura×largura) com, respectivamente 1,90m e 2,40m de vão reforçadas exteriormente com chapas de aço confirmaram que a modelação computacional com elementos de interface baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb previa o modo de ruptura das vigas com boa precisão. Já o recurso a uma ligação FRP/betão rígida proporcionava uma plastificação das chapas de aço alterando, por conseguinte, o modo de ruptura esperado.

De acordo com o trabalho desenvolvido por Chaallal *et al.* [130] a tensão de aderência máxima desenvolvida na interface FRP/betão é definida de acordo com:

$$\tau_{\max} = c - \sigma_L \cdot \tan \phi \quad (2.73)$$

que não é mais que a envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb onde c é a coesão; σ_L é a tensão normal à interface; e ϕ é o ângulo de atrito da ligação.

Para Chaallal *et al.* [130], os parâmetros que definem a envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb são obtidos a partir de ensaios de corte e dependem das propriedades do adesivo e do betão bem como do tipo de tratamento de superfície adoptado. De acordo com estes autores, os vários ensaios de corte realizados por Varastehpour e Hamelin [131] sugerem que a tensão de aderência máxima pode ser obtida a partir da expressão:

$$\tau_{\max} = 5,4 - \sigma_L \cdot \tan 33^\circ \quad (2.74)$$

que de acordo com Chaallal *et al.* [130], pode ser reescrita sob a forma:

$$\tau_{\max} = \frac{5,4}{1 + k_1 \cdot \tan 33^\circ} \quad (2.75)$$

tendo em atenção que:

$$\sigma_L = k_1 \cdot \tau_{\max} \quad (2.76)$$

e

$$k_1 = t_f \cdot \left(\frac{K_n}{4E_f \cdot I_f} \right)^{1/4} \quad (2.77)$$

onde t_f é a espessura do compósito; E_f é o módulo de elasticidade do compósito; I_f é o momento de inércia do compósito; e K_n é definida como a rigidez normal do adesivo por unidade de comprimento obtida a partir da expressão:

$$K_n = E_a \cdot \frac{b_a}{t_a} \quad (2.78)$$

onde E_a é o módulo de elasticidade do adesivo; b_a é a largura do adesivo; e t_a é a espessura do adesivo.

Refira-se ainda que, Chaallal *et al.* [130], admitem para o reforço ao corte que a tensão de aderência máxima é dupla da tensão de aderência média (τ_{med}) pelo que esta possa ser determinada segundo a expressão:

$$\tau_{med} = \frac{\tau_{max}}{2} = \frac{2,7}{1 + k_1 \cdot \tan 33^\circ} \quad (2.79)$$

No entanto, duas limitações importantes ao trabalho de Chaallal *et al.* [130] foram identificadas por Chen e Teng [76]: (i) poucos dados experimentais foram obtidos não permitindo estabelecer qualquer relação com o tipo de betão; e (ii) o comprimento de transferência da ligação não foi considerado.

A discussão sobre a definição de uma lei de ruptura que englobe os modos de ruptura esperados numa estrutura exteriormente reforçada está assim em aberto. Mais ainda, uma lei fundamental que possa englobar todas as classes resistentes de betão, tratamento de superfície, exposição a agentes ambientais agressivos, entre outros é pois, matéria de grande importância e actualidade. Concerteza que a modelação computacional desses efeitos sobre a ligação potenciará um conhecimento mais aprofundado do fenómeno de descolamento prematuro dos compósitos de FRP em estruturas de betão armado.

2.6.4. Diferenças finitas

O recurso ao Método das Diferenças Finitas (MDF) permite resolver o sistema de equações não lineares obtidos a partir da equação diferencial (2.34) nos casos em que são consideradas leis *bond-slip* locais não lineares. O MDF foi utilizado em [82] tendo-se por base a expressão de Popovics [106] (expressão (2.30)). Os resultados então obtidos revelaram uma excelente aproximação aos resultados experimentais. Refira-se ainda que as condições de fronteira utilizadas na resolução do problema são as mesmas que as condições expressas em (2.37).

No Apêndice B detalha-se mais em pormenor esta metodologia de cálculo recorrendo-se à função de Popovics e analisando-se para diferentes valores da constante n_p , as distribuições de tensões e deslizamentos ao longo do comprimento de colagem bem como as forças máximas transmitidas ao compósito de FRP e o comprimento de transferência (L_i).

2.7. Efeito do tratamento da superfície numa ligação FRP/betão

Vários estudos experimentais ou/e numéricos concentram-se sobre o comportamento da ligação e sobre a problemática do descolamento prematuro do compósito de FRP da superfície de betão. A longevidade da ligação acaba por estar também intimamente relacionada com o problema do descolamento prematuro do FRP e que é vulgarmente associado a vários factores como as condições de humidade da superfície antes da colagem, da geometria da superfície, da técnica empregue no tratamento de superfície, na rugosidade da superfície, entre outras. A influência destes dois últimos factores no desempenho da ligação, é amplamente discutida em diversos trabalhos encontrados na literatura [69, 83, 88, 91, 93, 132-134]. No presente sub-capítulo dá-se total importância ao tratamento da superfície de betão numa ligação com compósito de FRP.

O tratamento prévio da superfície de betão tem como objectivo aumentar a superfície de colagem através do aumento, até certo ponto, da rugosidade da superfície. Como consequência, pretende-se, com o tratamento da superfície, dotar a ligação FRP/betão de maior longevidade. Apesar de no trabalho de Perez *et al.* [134] se estudar a ligação entre betões de características distintas, atribui-se à combinação das tensões perpendiculares à interface e de corte a responsabilidade para o arrancamento prematuro da ligação. Neste trabalho foram testadas 25 vigas de 200×210mm de secção transversal e com 1750mm de comprimento tendo-se distribuído as vigas em quantidades iguais (incluindo as vigas sem qualquer tipo de tratamento de superfície) pelos seguintes tipos de tratamento de superfície: (i) por escarificação; (ii) por jacto de areia; (iii) através de martelo de geologia seguido de jacto de areia para remover partículas soltas de betão; e (iv) por jacto de água a alta pressão (125MPa com caudal a 27litros/h). Os resultados revelaram que o aumento da rugosidade até um dado patamar causava uma diminuição rápida no risco de descolamento prematuro da ligação ainda que, não se tenha verificado qualquer aumento na resistência à tracção da ligação. Bissonnette *et al.* [135], referem também que o recurso a técnicas de preparação de superfície através de metodologias que se baseiam no impacto de outras massas na superfície de betão, como o martelo (de agulhas, de geologia, pneumático, etc.), deixam significativas áreas degradadas. Porém, atribui-se a esta situação, uma maior preponderância quando comparada com os benefícios que se podem retirar do aumento da rugosidade da superfície [135].

As técnicas ou metodologias referidas anteriormente são, em regra, as mesmas adoptadas para a preparação da superfície de betão aquando da colagem de um FRP. Veja-se o Anexo F do relatório do projecto europeu REHABCON (*Strategy for maintenance and rehabilitation in concrete structures*) [136]. Neste anexo, recomenda-se que a preparação da superfície possa ser conduzida mediante as seguintes técnicas: (i) lavagem da superfície com água; (ii) limpeza a vapor; (iii) com água a alta pressão; (iv) jacto de areia; (v) limpeza com chama; (vi) limpeza mecânica; e (vii) limpeza química. Estas técnicas são também associadas ao estado de limpeza do substrato, devendo as superfícies de colagem estar isentas de qualquer tipo de contaminação (por exemplo, óleos, pó, partículas soltas, humidades, restos de óleo descofrante, entre outros) e deverão os elementos apresentar ainda superfícies não demasiado rugosas para evitar vazios na interface da ligação FRP/betão. No caso de haver relevos exagerados na

superfície de betão, o Anexo F da REHABCON [136] recomenda ainda que se devam recorrer a argamassas ou a primários que tornem as superfícies mais planas evitando-se a formação de bolhas na ligação.

Esta questão do relevo acentuado da superfície de betão foi estudada no trabalho de Lucas [137] em que o autor concebeu sete provetes cúbicos de betão de igual resistência ($f_{cm}=48,3\text{MPa}$) com 150mm de lado para colagem de compósitos de GFRP. As superfícies de colagem foram preparadas através de jacto de areia optando-se por ter uma superfície com acabamento muito rugoso através da aplicação excessiva de jacto de areia, deixando o inerte bastante exposto e outra superfície com um acabamento mais homogéneo conseguido através da limitação da aplicação do jacto de areia com o intuito de remover apenas a camada superficial de betão, deixando visível apenas pequenas partes de inerte (vide Figura 2.31). Os provetes foram ensaiados ao corte em conformidade com os ensaios apresentados no Capítulo 4. Os resultados foram ainda bastante reveladores do que se esperaria inicialmente, isto é, nos provetes com superfície demasiado rugosa verificou-se uma diminuição da força máxima transmitida ao compósito de GFRP. Esta redução da força máxima situou-se em cerca de 50%. De certo modo, e através da visualização das superfícies de ruptura, esta redução foi consistente com a área que efectivamente se conseguiu colar (veja-se a Figura 2.32). A formação de bolhas de ar na interface foram impossíveis de evitar e os resultados vieram corroborar em pleno as recomendações feitas no relatório da REHABCON [136]. Por conseguinte, em superfícies demasiado rugosas dever-se-á aplicar um primário ou mesmo uma argamassa compatível com as superfícies (e nunca de resistência inferior ao betão) por forma a obter uma ligação sem vazios ou bolhas de ar.



Figura 2.31: Tratamento de superfície com aplicação exagerada de jacto de areia (à esquerda) e com aplicação apenas para tirar a camada superficial de betão (à direita) [137].

Juvandes e Figueiras [138] em 2000, referem que para a escolha do tipo de preparação da superfície de betão se deve incidir essencialmente sobre o tipo de compósito de FRP, ou seja, sob a forma de laminados pré-fabricados ou sob a forma de mantas curadas *in situ* através da técnica de aplicação *wet lay-up*. Estes autores recomendam que no caso dos sistemas laminados se deva utilizar o jacto de areia para se conseguir uma maior rugosidade e assim obter uma maior aderência na ligação adesivo/betão. No outro caso, nos sistemas de mantas flexíveis curadas *in situ*, os autores recomendam o recurso a um esmeril para o polimento da superfície de betão de modo a obter-se uma superfície mais lisa e conseguir-se desta forma uma melhoria da ligação entre a resina de saturação e o

betão. Note-se que, apesar da distinção feita por Juvandes e Figueiras [138], em qualquer dos casos se deva garantir que a camada superficial do betão seja removida deixando os inertes expostos na superfície tratada. Neste trabalho, sugere-se ainda, e em conformidade com o REHABCON [136], que as regiões pontuais de excessivas irregularidades no relevo do betão devam ser corrigidas com uma resina epoxídica aplicada por intermédio de uma espátula.



Figura 2.32: Superfícies de ruptura dos ensaios de corte com superfície de betão demasiado rugosa (em cima) e com superfície de betão mais plana (em baixo) [137].

Yashar Khalighi [95], conforme já se fez referência, estudou também o efeito do tratamento da superfície em vigas de secção rectangular (310×100×100mm). Para o efeito, o autor recorreu ao jacto de areia (com pressão do ar a 20,7MPa), a água sob pressão (12,1MPa) e a martelo pneumático. Durante as primeiras utilizações do martelo pneumático, o autor verificou que as superfícies de betão apresentavam um relevo demasiado acentuado e rejeitou esses provetes (vide Figura 2.33) uma vez que se pretendia garantir uma colagem uniforme dos compósitos. Refira-se ainda que esta atitude é reveladora da alta dependência que o acabamento final da superfície pode apresentar quando o operador não possui experiência suficiente. Esta evidência pode ser igualmente retirada do trabalho de Lucas [137] em que um operador menos experiente no manuseamento do jacto de areia pode facilmente introduzir grandes relevos à superfície de betão. O ar comprimido foi o tipo de tratamento de superfície eleito por Khalighi [95] para remover da superfície todas as poeiras ou/e partículas soltas existentes na superfície de betão. Note-se que esta metodologia é muito seguida

por diversos autores [7, 17, 65, 83, 88, 137, 139]. Os provetes foram submetidos a ensaios de flexão em quatro pontos tendo-se colado um laminado de GFRP com 230mm de comprimento, 75mm de largura e 1.06mm de espessura (correspondentes a 3 camadas de 0.353mm por camada) na superfície de betão traccionada. Apenas um lote destes provetes foi ensaiado com laminado de CFRP. Os resultados em termos de tensões de aderência revelaram ter pouca dispersão. O tratamento de superfície com água sob pressão atingiu, em termos médios, os 5,89MPa, nos provetes com tratamento de superfície a martelo pneumático, a tensão de aderência atingiu os 6,06MPa e nos provetes com tratamento de superfície a jacto de areia, conseguiu-se chegar aos 6,02MPa. Relativamente às forças máximas, foram identificadas maiores discrepâncias entre provetes. Assim, os provetes com tratamento de superfície a martelo pneumático e a jacto de areia tiveram rupturas para valores de carga de 27,7kN e 23,9kN, respectivamente. Nos provetes com tratamento de superfície a água sob pressão apenas se conseguiu atingir os 14,4kN conseguido-se, ainda assim, um aumento em cerca de 158% da carga de ruptura quando comparada com a carga de ruptura do provete de referência (5,6kN). Khalighi [95] concluiu que o tratamento de superfície a água sob pressão introduz melhorias mínimas à ligação quando comparado com os outros tratamentos estudados.



Figura 2.33: Aspecto final do provete rejeitado por Khalighi [95] com tratamento de superfície por intermédio de martelo pneumático.

2.8. Durabilidade da ligação FRP/betão

Na perspectiva de demolir ou reconstruir novas estruturas, o reforço de estruturas com compósitos de FRP afigura-se como uma técnica alternativa que proporciona uma grande poupança de tempo e de custos e permitindo manter o legado arquitectónico sem o alterar de forma significativa. O enorme crescimento desta técnica nestas duas últimas décadas tem levado os engenheiros a realizar um esforço no sentido de compreender o exacto funcionamento das ligações entre materiais. Porém, enquanto o problema do destacamento prematuro do compósito de FRP de superfícies de betão armado tem vindo a ser extensivamente estudado, já o problema da durabilidade dessas ligações, durante o tempo de serviço da estrutura reforçada, tem merecido uma atenção algo limitada pelo que, este tipo de reforço enfrenta incertezas de durabilidade que justificam investigação adicional à que tem sido feita. Em particular, a ligação entre os compósitos de FRP e o betão, durante o tempo de serviço da estrutura reforçada, merece estudo que permita estimar a degradação da aderência FRP/betão, em termos de modos de ruptura ou/e capacidade de carga. Estas preocupações a longo tempo ficaram bem

evidenciadas no acidente em 2006 no *Big Dig Tunnel* em Boston, quando um painel de betão com cerca de 3ton caiu sobre um veículo. Os painéis de betão foram ligados ao tecto por intermédio de ancoragens químicas (com resinas do tipo *epoxy*) e que cuja ruptura se ficou a dever, de acordo com [140], à falta ou de comprimento de amarração da ancoragem ou devido a problemas de fluência da resina. O modo de ruptura associado a este acidente ficou a dever-se a uma ruptura adesiva pela interface resina/betão nas buchas químicas que suportavam o painel de betão. Ficou assim evidente que, embora a resina usada no túnel tivesse uma resistência aceitável a curto prazo, já a longo prazo a mesma resina conseguiria ancorar níveis de carga muito mais baixos.

Estes novos materiais não possuem um vasto historial de ensaios de durabilidade que permitam quantificar a degradação imposta pelos diversos agentes ambientais agressivos. Por conseguinte, os efeitos desses agentes ambientais têm vindo a merecer especial atenção nos estudos da ligação FRP/betão tendo alguns estudos [18, 90, 139, 141] verificado que tais agentes conseguem alterar inclusivamente o modo de ruptura dessas ligações. Faz-se, nos sub-capítulos seguintes, uma revisão bibliográfica dos efeitos produzidos pelos agentes ambientais agressivos numa ligação entre um compósito de FRP e o betão.

2.8.1. Exposição a água pura

A exposição de laminados de GFRP a águas puras (sem adição propositada e controlada de sais, como por exemplo, Cloreto de Sódio - NaCl) foi estudada por Gonçalves da Silva em 2007 [142]. Pequenas placas (200×200mm) de GFRP foram submersas em água pura durante 7500h à temperatura de 22°C tendo-se registado um ganho de massa na ordem dos 0,6% às 5500h. Daí em diante, a massa das placas de GFRP estabilizou. As propriedades mecânicas foram testadas a partir do ensaio à tracção de provetes com duas camadas (1,93mm de espessura). Os resultados revelaram que a tensão de ruptura do laminado de GFRP aos 12 meses sofreram uma variação pouco significativa quando comparada com os resultados às 0h. No entanto, aos 6 meses verificou-se um ligeiro aumento de 8% da tensão de ruptura. O módulo de elasticidade e a extensão na ruptura sofreram a maior variação aos 6 meses com acréscimos de 12% e 5%, respectivamente.

Os ensaios de arrancamento para avaliação da energia de fractura do Modo I realizados por Ouyang e Wan [143] sob o efeito da imersão em água, levaram os autores a concluir que a deteriorização da ligação pode ser determinada em função do tempo de exposição. Os resultados experimentais foram comparados com modelos computacionais tendo os autores adoptado uma analogia entre a análise térmica e a análise por difusão da humidade em que as variáveis usadas para a temperatura eram representativas da humidade relativa e a condutividade térmica representada por um coeficiente de difusão. Ouyang e Wan [143] concluíram que a partir do momento em que a ligação fica saturada, a energia de fractura da ligação tende a estabilizar pelo que, o efeito da água deixa, a partir desse momento, de conseguir acrescentar mais degradação à interface.

2.8.2. Exposição a soluções químicas

As exposições a soluções químicas podem ser divididas essencialmente em soluções do tipo salino e soluções do tipo alcalino. As primeiras consistem, conforme o próprio nome indica, em submeter o compósito de FRP a ambientes, líquidos ou gasosos, em que os cloretos de sódio (NaCl) predominam. Por outro lado, a soluções alcalinas baseiam-se essencialmente em colocar em contacto com o compósito de FRP soluções químicas alcalinas (por exemplo, hidróxido de cálcio, Ca(OH)_2 ou hidróxido de sódio, NaOH cujos pH variam entre 12 a 13,5) ou colocar o FRP em contacto com o betão. De acordo com Karbhari *et al.* [144] grande parte dos estudos existentes na literatura utiliza os compósitos de FRP em forma de laminados de barras circulares atribuindo a degradação do compósito à combinação de mais do que um mecanismo como hidrólise ou lixiviação. Karbhari *et al.* [144] referem ainda que apesar da resina envolver os filamentos da fibra e que, por inerência, conseguisse proteger a fibra, na realidade o que se constata é que a degradação da ligação fibra/resina é acelerada bem como a própria resina, especialmente se esta não se encontrar totalmente curada.

A influência das soluções salinas assume uma grande importância no panorama da durabilidade dos materiais compósitos uma vez que, muitas estruturas encontram-se junto ao mar e estão diariamente expostas a ambientes salinos. Por motivos óbvios, o recurso aos materiais compósitos está desta forma em franca vantagem quando comparados às técnicas de reforço mais tradicionais como é, por exemplo, a aplicação exterior de chapas metálicas. Sendo o ambiente salino um ambiente extremamente agressivo para as chapas de aço, uma boa resistência dos compósitos de FRP ao sal torna-se muito importante. Mais ainda, o compósito de FRP confere à estrutura de betão armado uma barreira à penetração de sais protegendo as armaduras da corrosão. Neste contexto, três situações assumem-se como potencialmente mais agressivas para o FRP. São elas: (i) ciclos seco/molhado; (ii) imersão total; e (iii) ciclos de humidade salina ou de nevoeiro salino.

Mukhopadhyaya *et al.* [90] realizaram um estudo sobre a influência dos ciclos de seco/molhado (em solução salina com 5% de concentração de NaCl) na ligação GFRP/betão. Estes ciclos tiveram a duração de 36 semanas (6048 horas) com 1 ciclo a corresponder a uma semana a seco e uma semana com os provetes submersos na solução salina. Dois tipos de betões foram utilizados e aos 28 dias as resistências à compressão de provetes cúbicos eram de 37,1MPa e 48,6MPa. Os resultados revelaram que as forças máximas transmitidas ao GFRP tiveram um aumento médio de 11,1% nos provetes com betão de menor resistência e um aumento de 5,8% nos provetes com betão de maior resistência quando comparados com os respectivos provetes de referência (sem envelhecimento). No entanto, a tensão de aderência máxima desenvolvida na ligação sofreu uma diminuição em cerca de 12,4% nos provetes com betão de menor resistência. Nos provetes com betão de maior resistência verificou-se um aumento em cerca de 10,6%. Os resultados apresentaram ainda alguma dispersão, refira-se, por exemplo, o caso dos provetes com betão de menor resistência em que a tensão de aderência máxima variou entre os 2,50MPa e os 6,11MPa. As dispersões de resultados obtidas foram atribuídas ao tempo de envelhecimento imposto aos provetes. De acordo com Mukhopadhyaya *et al.* [90], o tempo de envelhecimento dos provetes foi considerado curto, tendo os autores concluído que a exposição aos ciclos seco/molhado não ter sido suficiente para afectar a resistência global da ligação e daí, os resultados

mais adversos dos ensaios. No entanto, refira-se ainda que a disposição dos extensómetros considerada não foi uma disposição regular entre eles o que, no estudo do desempenho da ligação pode também contribuir para a dispersão de resultados encontrada. Num comprimento de colagem de 200mm, foram colados 5 extensómetros tendo os autores adoptado, para a região de aplicação das cargas, um espaçamento mais curto entre extensómetros quando comparado com o espaçamento adoptado para a região oposta (entre os 15mm e os 50mm de espaçamento). Repare-se que, por exemplo, no cálculo experimental das tensões de aderência máximas, a consideração de uma distribuição de tensões de aderência uniforme entre extensómetros consecutivos pode dessimular os reais valores daquelas tensões. As tensões de aderência ao migrarem para as regiões opostas à aplicação das cargas deixam de ser experimentalmente quantificadas de igual modo quando comparadas com igual cálculo em estágios de carga mais baixos nos quais as tensões de aderência máximas se desenvolvem nas regiões junto à aplicação das cargas exteriores.

De acordo com a simulação 3D da difusão da humidade na ligação CFRP/betão realizada por Ching e Büyüköztürk [139], a saturação na ligação é atingida nunca antes dos 200 dias de exposição. Estes autores verificaram ainda que quer nos ensaios de arrancamento quer nos ensaios de corte realizados, os modos de ruptura mudavam (de ruptura coesiva pelo betão para ruptura adesiva pela interface) a partir da oitava semana de exposição. Este resultado, de acordo com a simulação realizada por Ching e Büyüköztürk [139], corresponde a uma saturação da interface em aproximadamente 50%. No entanto, os resultados obtidos concentraram-se em apenas um tipo de resina epoxídica. A alteração do tipo de resina ou recorrendo inclusivamente a resinas que curam sob o efeito da humidade (tais como resinas epoxídicas de utilização subaquática) podem suscitar uma alteração do tempo necessário para se conseguir obter uma mudança nos modos de ruptura.

Toutanji e Gómez [145] levaram a cabo um estudo sobre o efeito de ciclos de marés em vigas de betão armado exteriormente reforçadas com compósitos de CFRP e GFRP. Os autores utilizaram ainda 3 tipos de resinas epoxídicas na colagem dos compósitos tendo realizado no total 56 ensaios de flexão de quatro pontos. As vigas, de secção quadrada de 50×50mm e vão de 300mm, foram igualmente divididas em dois grupos. O primeiro grupo de 28 vigas foi submetido a 300 ciclos de marés que consistiam em 4 horas de imersão em água salina a 3,5% (35g por cada litro de água) seguidas de 2 horas de secagem durante 75 dias de exposição. Os resultados foram comparados com vigas não reforçadas e envelhecidas em iguais períodos de exposição. As restantes 28 vigas foram condicionadas à temperatura de 35°C e a 90% de humidade relativa e serviram como referência às vigas expostas a ciclos seco/molhado. Os resultados revelaram que, comparando com as vigas não reforçadas, o incremento das cargas de ruptura verificado para as vigas expostas a ciclos seco/molhado foi menor do que nas vigas de referência. Os valores variaram assim entre 2,1kN (com reforço de GFRP) até 4,4kN (com reforço de CFRP) nas vigas submetidas a ciclos ciclo/molhado enquanto que nas vigas de referência os valores variaram entre 4,8kN (com reforço de GFRP) até 11,3kN (com reforço de CFRP). O modo de ruptura verificado por Toutanji e Gómez [145] nos provetes expostos a ciclos seco/molhado foi um modo de ruptura do tipo adesivo, ou seja, pela interface da ligação FRP/betão. Este resultado foi aliás coerente com os resultados obtidos noutros trabalhos encontrados na literatura [17, 18, 82, 88, 139]. Os autores justificaram, com base no modo de ruína adesivo, o menor

incremento de resistência à flexão verificado nos provetes submetidos à exposição de ciclos seco/molhado quando comparados com o maior incremento verificado nos provetes de referência.

Nos ensaios de corte simples realizados por Fava *et al.* [111], os provetes submetidos a nevoeiro salino (5% de NaCl) à temperatura de 50°C revelaram que esta exposição proporcionava um aumento quer na força máxima transmitida ao compósito de FRP quer na tensão de aderência devido à presença da solução salina. No entanto, foram determinados maiores deslizamentos da interface. Refira-se que estes resultados foram também verificados em [18, 82, 146].

2.8.3. Exposição a ciclos de temperatura

A exposição dos compósitos de FRP a ciclos de temperatura incide essencialmente sobre três aspectos relevantes: (i) ciclos de gelo/degelo; (ii) ciclos nos quais a temperatura máxima se aproxima da temperatura de transição vítrea (T_g) do compósito de FRP; e (iii) ciclos em que se combinam qualquer uma das situações anteriores com outros tipos de envelhecimentos acelerados conhecidos (por exemplo, humidade relativa ou soluções salinas quer aquosas quer gasosas sob a forma de nevoeiro salino).

Os ensaios de aderência de corte duplo e de flexão de três pontos realizados por Klamer *et al.* [147, 148], revelaram que o efeito da temperatura tem efeito prejudicial numa ligação CFRP/betão a partir de certo valor de temperatura. Os autores identificaram ainda algumas diferenças nos dois tipos de ensaios realizados e que se descrevem a seguir. Foram utilizados dois tipos de betões com resistência à compressão em cubos de 40,1MPa e 70,8MPa. Antes de efectuar os ensaios, todos os provetes foram condicionados às temperaturas de -20°C, -10°C, 20°C, 40°C, 50°C, 70°C, 90°C e 100°C até ao máximo de 24 horas. Nos dois tipos de ensaios de aderência verificou-se que nos provetes com betão de resistência mais baixa, a carga de ruptura aumentou até aos 70°C e diminuiu para as temperaturas seguintes. No entanto, nos provetes com betão de resistência mais alta, o mesmo ponto de viragem situou-se nos 40°C nos ensaios de flexão de três pontos e nos 50°C nos ensaios de corte duplo. Os aumentos da carga de ruptura pode ficar a dever-se à cura da resina, ou seja, com o aumento da temperatura a aceleração da cura da resina aumenta o que leva a que as forças máximas transmitidas ao compósito de CFRP também aumentem. O patamar seguinte de decréscimo das cargas de ruptura deve-se essencialmente à aproximação da temperatura de transição vítrea do compósito de CFRP que, de acordo com Klamer *et al.* [147] é de 62°C. Os modos de ruptura foram também influenciados pelo efeito da temperatura. Klamer *et al.* [148] referem que a partir dos 50°C os provetes passam de uma ruptura coesiva pelo betão para uma ruptura adesiva pela interface sem quaisquer fragmentos de betão colados ao CFRP conforme se mostra pela Figura 2.34. Refira-se ainda que o aumento da temperatura originou um aumento das extensões desenvolvidas no compósito de CFRP ao longo do comprimento de colagem.

No trabalho de Mukhopadhyaya *et al.* [90], e para além dos envelhecimentos sob ciclos seco/molhado em solução salina já referidos anteriormente, foram considerados envelhecimentos sob 450 ciclos de gelo/degelo (2 ciclos por dia) entre as temperaturas -17,8°C e 20°C e que revelaram um decréscimo médio na carga de ruptura de 3,3% para o betão de menor resistência à compressão (37,1MPa) e um aumento médio de 10,7%

nos provetes contituídos pelo betão de maior resistência à compressão (48,6MPa). Em termos de tensões de aderência, nos provetes de betão de menor resistência à compressão verificou-se uma diminuição média de 12,6% enquanto que nos outros provetes um aumento médio de 24,7% foi determinado pelos autores. Estes resultados podem evidenciar que o envelhecimento que se pretende impor à ligação deve afectar também o desempenho do próprio betão, isto é, os ciclos de gelo/degelo deverão proporcionar um envelhecimento mais acentuado nos betões de baixa resistência. Esta conjugação de resultados entre os ciclos de gelo/degelo quando comparados com ciclos seco/molhado em solução salina então em concordância com os resultados obtidos em [18]. No entanto, e contrariamente a [18], os modos de ruptura encontrados por Mukhopadhyaya *et al.* [90] foram essencialmente do tipo adesivo. Esta discordância nos modos de ruptura pode ficar a dever-se à resistência à tracção do betão. A maior resistência à tracção do betão utilizado por Mukhopadhyaya *et al.* [90] relativamente à mesma resistência utilizada em [18], pode ter sido suficiente para que as tensões de aderência (em média 3,87MPa nos provetes de menor resistência e de 4,95MPa nos restantes provetes) desenvolvidas na ligação CFRP/betão não tenham conseguido mobilizar a resistência à tracção no betão. Por conseguinte, a ruptura dos provetes de Mukhopadhyaya *et al.* [90] ficou mais condicionada pela interface CFRP/betão do que propriamente pelo betão.

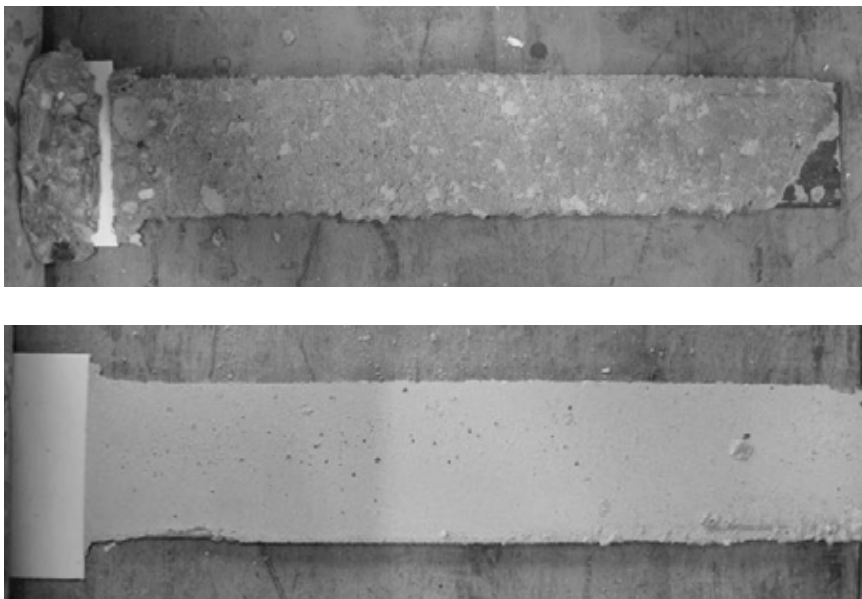


Figura 2.34: Aspecto final dos modos de ruptura típicos de provetes submetidos ao corte: (a) até à temperatura de 50°C (em cima); e (b) a partir da temperatura de 50°C (em baixo) [148].

Mukhopadhyaya *et al.* [90] concluiu também que a combinação entre os ciclos de gelo/degelo com os ciclos seco/molhado em água salina proporcionaram uma maior degradação da ligação CFRP/betão quando comparados com os mesmos ciclos gelo/degelo impostos à ligação de forma isolada. De acordo com Karbhari *et al.* [144] os ciclos de gelo/degelo combinados com ambientes húmidos e salinos aceleram a degradação dos compósitos de FRP devido à formação e expansão dos sais de NaCl. Naturalmente, se o compósito apresentar fendas, os sais de NaCl são transportados com maior facilidade para o interior do compósito e que, durante os períodos secos,

proporcionam um aumento de volume dos sais com implicação imediata na degradação prematura do FRP.

Mais recentemente, Lucas [137] realizou 5 ensaios de flexão de 3 pontos em vigas de betão armado reforçadas exteriormente com GFRP previamente submetidas a ciclos de temperatura de -10°C a 30°C (12h + 12h) durante 5000h tendo registado uma redução média na força de ruptura em 13,2%. No entanto, às 3000h de envelhecimento verificou-se um ganho na força de ruptura de 7,1% que pode ficar a dever-se à cura da resina. O deslocamento máximo medido a meio-vão e a tensão longitudinal medida no compósito de GFRP registaram reduções às 5000h na ordem dos 29,1% e 8,4%, respectivamente. Refira-se que estas perdas estão coerentes com as perdas verificadas em vigas de betão armado exteriormente reforçadas com compósito de GFRP submetidas a ciclos de -10°C a $+10^{\circ}\text{C}$ [18, 146]. Porém, contrariamente a [18, 146], as tensões de aderência máximas registaram um pequeno ganho de 5,1% às 5000h que pode ficar a dever-se à excessiva rugosidade imposta à superfície de betão colada (veja-se a Figura 2.31 da esquerda) não se garantido uma colagem homogénea do compósito de GFRP ao betão permitindo a formação de bolhas de ar na interface, falseando os resultados obtidos por Lucas [137].

2.8.4. Envelhecimento em ambiente laboratorial *vs.* ambiente real: Teoria de Arrhenius

Um dos problemas mais importantes nos trabalhos sobre durabilidade que os diversos autores se deparam consiste na interpretação e extrapolação dos resultados obtidos em ambiente laboratorial para os ambientes reais a que as estruturas estão sujeitas. Os tempos de vida útil de uma estrutura (tipicamente entre 50 a 100 anos) são impossíveis de serem reproduzidos com fidelidade em ambiente laboratorial. Esta situação é ainda mais agravada quando se pretende estudar o efeito dos diversos agentes ambientais agressivos sobre os compósitos de FRP em estruturas já reforçadas uma vez que os ainda curtos períodos de vida que tais estruturas reforçadas apresentam, não são, de todo, suficientes para se retirarem conclusões absolutas sobre as respectivas degradações. No entanto, algumas teorias têm vindo a ser desenvolvidas para se perceber o efeito que um dado envelhecimento reproduzido em ambiente laboratorial pode reproduzir numa estrutura submetida a um envelhecimento em ambiente real. No presente sub-capítulo apresenta-se uma dessas teorias que foi adoptada nos trabalhos realizados por Deijke [149, 150] e que tem por base a Teoria de Arrhenius.

Deijke [149, 150] utilizou provetes de betão com laminados de GFRP em forma de barras de secção circular maciça. As barras foram submetidas, durante 420 dias, a três tipos de ambientes agressivos: (i) inseridas em betão; (ii) submersas em solução alcalina (com pH igual a 13,7); e (iii) submersas em água da torneira. As barras foram ainda colocadas nas soluções para diferentes temperaturas: 20°C , 40°C , 60°C e 80°C . Os resultados obtidos das tensões de ruptura das barras para as diferentes temperaturas foram tratados de acordo com a teoria de Arrhenius e que a seguir se explica em mais detalhe.

A fórmula de Arrhenius estabelece a relação entre a temperatura e a velocidade da reacção química de acordo com:

$$r(T) = A \cdot e^{-\frac{E_{act}}{R \cdot T}} \quad (2.80)$$

onde $r(T)$ é o índice de retenção que traduz a velocidade da reacção em função da temperatura; E_{act} é a energia de activação definida como a energia mínima necessária para iniciar a reacção entre duas moléculas; R é a constante de Boltzman; A é um factor de frequência que está relacionado com a frequência das colisões entre moléculas numa dada orientação e que se assume que é independente da temperatura; e T é a temperatura em Kelvins⁵ [149].

O tempo necessário para uma dada reacção ocorrer deve ser inversamente proporcional ao índice de retenção em conformidade com a expressão:

$$t_{reacção} = \frac{c_1}{r(T)} \quad (2.81)$$

onde $t_{reacção}$ é o tempo necessário para que uma dada reacção ocorra; e c_1 é uma constante. Assim, um aumento para o dobro do índice de retenção implica uma redução para metade do tempo necessário para que uma reacção ocorra [149].

De acordo com Deijke [149], apesar de diversos tipos de reacções ocorrerem durante a degradação do GFRP (por exemplo reacções químicas ou/e mecanismo de transporte de materias), a Teoria de Arrhenius deverá ser suficiente para descrever uma relação entre o tempo e a temperatura para todas as reacções envolvidas durante o processo de degradação. O autor refere ainda que ao estabelecerem-se curvas que relacionam o índice de retenção (i) da resistência à tracção com o tempo dado por:

$$i = \frac{S(t_i)}{S(t_0)} \times 100 \quad (2.82)$$

a representação em escala logarítmica, a curva de tendência gerada para cada tipo de envelhecimento (para as diferentes temperaturas) é uma recta com o mesmo declive para todos os envelhecimentos. Esta evidência significa, de acordo com Deijke [149], que o mesmo mecanismo de degradação ocorreu para as diferentes temperaturas de envelhecimento pelo que, a Teoria de Arrhenius pode ser aplicada.

A relação entre o tempo necessário para que um dado decréscimo da tensão de ruptura à tracção se verifique entre duas temperaturas distintas deve ser a mesma que a relação inversa entre o índice de retenção para as duas temperaturas. A relação $t_{reacção}^{(1)} / t_{reacção}^{(2)}$ é assim denominada por *Time Shift Factor (TSF)* e é expressa de acordo com:

$$TSF = \frac{t_{reacção}^{(1)}}{t_{reacção}^{(2)}} = \frac{\frac{c}{r_1(T)}}{\frac{c}{r_2(T)}} = \frac{r_2(T)}{r_1(T)} = \frac{A \cdot e^{-\frac{E_{act}}{R \cdot T_2}}}{A \cdot e^{-\frac{E_{act}}{R \cdot T_1}}} = e^{-\frac{E_{act}}{R} \left(\frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right)} \quad (2.83)$$

⁵ Para passar para graus Celsius basta somar à temperatura T , 273,15 graus Kelvins.

A expressão (2.83) descreve o nível de aceleração de uma dada exposição ambiental obtida a partir do incremento de temperatura de T_1 para T_2 .

Conhecendo o tempo de exposição $t_{reacção}^{(1)}$ e $t_{reacção}^{(2)}$ para um dado envelhecimento sob a exposição às temperaturas T_1 e T_2 , a relação E_{act}/R pode ser determinada e assim, o TSF entre as temperaturas num intervalo de temperaturas em que a Teoria de Arrhenius pode ser aplicável pode também ser calculado. Uma previsão da degradação da tensão de ruptura à tracção dos provetes de GFRP de Dejke [149] para um período de exposição igual ao tempo de vida útil da estrutura real foi determinado em função da exposição real a que a estrutura estaria submetida e que no caso das barras de GFRP envolvidas por betão (meio alcalino) e à temperatura de 10°C , o autor determinou que para 100 anos de exposição àquela temperatura se obteria uma redução da tensão de ruptura em cerca de 50%.

A Figura 2.35 apresenta os passos envolvidos na determinação da previsão para a degradação da tensão de ruptura propostos por Dejke [149]. No Passo 1 (Figura 2.35a), mede-se experimentalmente a degradação da propriedade mecânica que se pretende estudar ao longo do tempo de envelhecimento. A seguir, passam-se as abcissas do gráfico da Figura 2.35a para escala logarítmica obtendo-se o gráfico da Figura 2.35b. No caso das curvas representarem uma recta cujo declive pode ser igual para todas as temperaturas de envelhecimento, a Teoria de Arrhenius é aplicável para a degradação das propriedades mecânicas dos provetes que se estão a analisar. A diferença entre estas rectas representa o TSF e a relação entre a temperatura e o TSF pode agora ser obtida a partir da expressão (2.83) em que o quociente E_{act}/R é determinado através do melhor ajuste da curva conforme se representa pela Figura 2.35c. Finalmente, o índice de retenção da resistência do provete para um qualquer tempo de exposição real (t_r) à temperatura T_1 , pode ser agora determinado a partir da degradação mecânica dos provetes quando submetidos a um envelhecimento acelerado em ambiente laboratorial à temperatura T_2 no período $t_r/TSF(T_1, T_2)$.

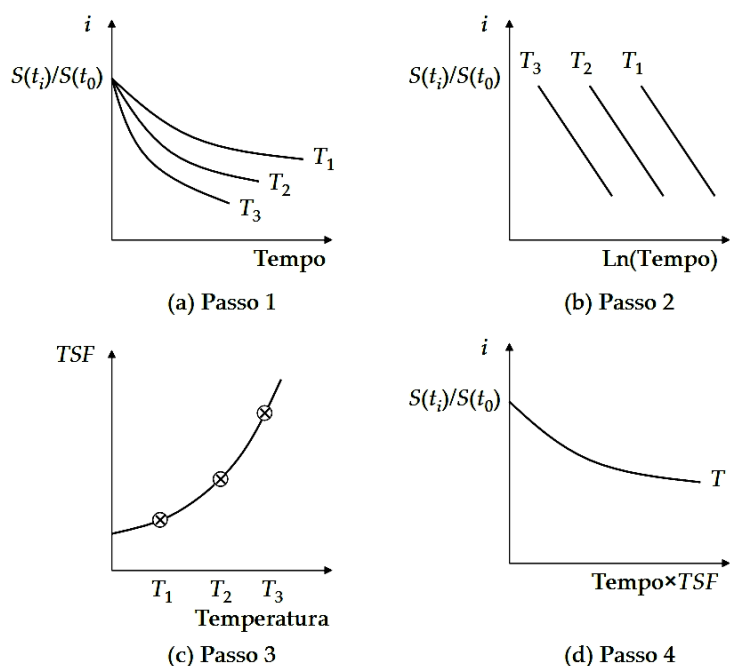


Figura 2.35: Passos a seguir na estimativa da degradação das propriedades mecânicas a longo prazo de acordo com Dejke [149].

2.9. Visão global das normas ou códigos

Neste sub-capítulo, faz-se uma revisão bibliográfica da forma como diversas normas ou códigos abordam o problema do descolamento prematuro dos compósitos de FRP quando colados ao betão.

2.9.1. Força máxima transmitida ao compósito de FRP

A força máxima que o compósito de FRP consegue absorver é definida pelas normas ou códigos com base em trabalhos experimentais de diferentes investigadores onde, regra geral, as propriedades do compósito são consideradas. Porém, em todos eles se ignora, por exemplo, a influência da preparação da superfície de betão na quantificação dos diferentes parâmetros envolvidos no processo de descolamento.

Destaque-se que a força máxima definida pelo ACI 440 [151] limita a extensão no compósito de FRP (extensão efectiva no compósito de FRP, ε_{fe}) conforme se expõe na Tabela 2.5. Esta limitação depende de um factor de redução designado por k_m e que deve ser menor que 0,9. Este factor não só limita a extensão no compósito de FRP, prevenindo o seu destacamento prematuro, como também pretende traduzir o efeito mais susceptível em descolar do betão os compósitos de FRP com maior rigidez. Desta forma, à medida que a rigidez do compósito aumenta, a limitação da extensão é mais afectada conforme se mostra pela Figura 2.36 onde n corresponde ao número de camadas do compósito de FRP. Note-se que esta metodologia é seguida com o intuito de prevenir o aumento do número de camadas de FRP resultando numa força transmitida ao compósito de FRP mais baixa e com isso, conseguindo limitar a sua capacidade em absorver grandes momentos flectores.

No JCI [152], a força máxima é baseada numa distribuição uniforme das tensões de aderência máxima ao longo do comprimento de transferência da ligação. Esta definição deverá sobreestimar a força máxima transmitida ao compósito de FRP pois, conforme já se referiu anteriormente, a distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem não é uniforme. Os valores da tensão de aderência máxima (τ_{max}) e do comprimento de transferência da ligação são obtidos, respectivamente, pela Tabela 2.5 e Tabela 2.6.

Tabela 2.4: Forças máximas transmitidas ao FRP conforme especificado por diversas normas ou códigos.

Norma	Ano	País/Região	F_{max}	Observações
CIDAR [28]	2006	Austrália	$\alpha_{des} \cdot \sqrt{\tau_{max} \cdot s_{max}} \cdot \sqrt{L_{per} \cdot E_f \cdot A_f}$ $0,4 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot \sqrt{f_{ctm}}}$	<p>Expressão a utilizar no caso de uma viga com apenas uma única fenda. L_{per} é o perímetro da ligação medido a 2mm de distância do FRP.</p> <p>A expressão vem do trabalho realizado por Teng <i>et al.</i> [105] e pode ser utilizada em substituição da expressão anterior. Note-se que β_f está definido na Tabela 2.3 por Chen e Teng <i>et al.</i> [105].</p> <p>O parâmetro β_f está definido na Tabela 2.3 por Matthys [107] ou Neubauer e Rostásy [115] e em que:</p> $\frac{b_f}{b} \geq 0,33 \cdot$
FIB, Boletim 14 [116]	2001	Europa	$0,9 \cdot C_1 \cdot \beta_f \cdot K_c \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	<p>Com $C_1 = 0,64$ e K_c igual a 1,0 (no caso da face de betão a reforçar tenha estado em contacto com a cofragem) ou 0,67 (no caso contrário). Note-se ainda que os resultados são baseados em reforço exterior com CFRP.</p> <p>Em que:</p> $\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$ <p>onde h é a altura da secção de BA; c é a altura da secção comprimida; ε_{bi} é a extensão inicial na superfície de BA a ser colada; ε_{cu} é a extensão no betão antes da cedência da armadura e pode assumir valor igual a 0,003; ε_{fu} é a extensão de ruptura do FRP; e k_m é um factor de redução menor que 0,9 definido por:</p> $k_m = \begin{cases} 1 - \frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{428000} & \text{para } nE_f t_f \leq 214000 \\ \frac{107000}{n \cdot E_f \cdot t_f} & \text{para } nE_f t_f > 214000 \end{cases}$
ACI 440 [151]	2002	EUA	$A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe}$	<p>onde h é a altura da secção de BA; c é a altura da secção comprimida; ε_{bi} é a extensão inicial na superfície de BA a ser colada; ε_{cu} é a extensão no betão antes da cedência da armadura e pode assumir valor igual a 0,003; ε_{fu} é a extensão de ruptura do FRP; e k_m é um factor de redução menor que 0,9 definido por:</p>
JCI [152]	2003	Japão	$\tau_{max} \cdot b_f \cdot L_t$	Com L_t da Tabela 2.6 e τ_{max} da Tabela 2.7.
CS TR55 [153]	2004	Reino Unido	$0,5 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	O termo β_f é igual ao definido pelo botelim 14 da fib [116] e $f_{ctm} = 0,18 \cdot (f_{c,cub})^{2/3}$.
CNR-DT 200/04 [154]	2005	Itália	$\frac{1}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot G_F}$	<p>Em que: $\gamma_{f,d}$ é um coeficiente de segurança que, no caso de sistema de qualidade comprovada (certificados), toma o valor 1,2 e em contrário toma o valor de 1,5; e γ_c é um coeficiente parcial de segurança para o betão que toma o valor de 1,5.</p> <p>Em que: γ_{fd} é um coeficiente de segurança que toma um valor recomendado de 1,5.</p> <p>Note-se ainda que:</p>
EC8, Parte 3 [155]	2005	Europa	$\frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot b_f \cdot \sqrt{0,6 \cdot E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm} \cdot k_b}$	$k_b = \sqrt{\frac{1,5 \cdot \left(2 - \frac{w_f}{s_f} \right)}{1 + \frac{w_f}{100}}}$ <p>em que w_f e s_f são, respectivamente, a largura do FRP medida ortogonalmente à direcção da fibra e o espaçamento entre as placas de FRP que, no caso de aplicadas por <i>wet lay-up</i> pode ser tomado igual a w_f.</p>

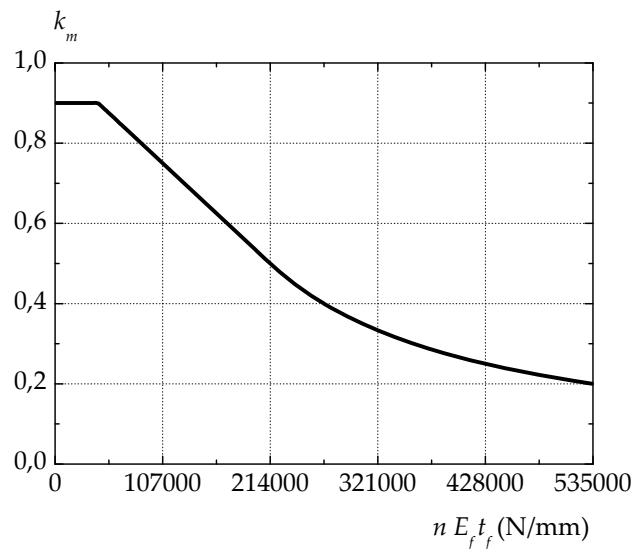


Figura 2.36: Representação gráfica de k_m em função da rigidez do FRP [151].

2.9.2. Comprimento de transferência

A definição do comprimento de transferência da ligação entre um FRP e o betão é outra matéria abordada pelas diversas normas ou códigos da especialidade com base em relações empíricas. A rigidez da fibra (produto entre o módulo de elasticidade (E_f) e espessura da fibra (t_f)) é um parâmetro comum em todos os códigos. As expressões assim apresentadas têm uma base muito acentuada da expressão analítica apresentada no Apêndice A.3.

Na Tabela 2.6 apresentam-se as diversas expressões adoptadas pelas diferentes normas ou códigos. Note-se que, exceptuando os códigos americano e canadiano, todos têm a rigidez da fibra como factor proporcional ao comprimento efectivo da ligação, ou seja, quanto maior for a rigidez do compósito, maior comprimento de colagem é necessário usar na ligação FRP/betão para se garantir a força máxima transmitida ao FRP (F_{max}). Esta inconsistência com os restantes códigos é, aliás, evidenciada no trabalho de Mongi Ben Oueddou *et al.* [119] tendo inclusive os autores recomendado uma revisão a estas expressões. Note-se que esta recomendação de Mongi Ben Oueddou *et al.* [119] baseia-se, para além da comparação com outras normas ou códigos, da recolha de vários resultados experimentais de outros autores e que evidenciam o aumento do comprimento de transferência com o aumento da rigidez do compósito de FRP. Apresenta-se na Figura 2.37 a variação do comprimento de transferência em função da rigidez do compósito de FRP assumindo, para o cálculo, um betão corrente e de classe C20/25.

Tabela 2.5: Comprimentos de transferência conforme especificado por diversas normas ou códigos. Baseado em [119].

Norma	Ano	País/Região	L_t	Observações
CIDAR [28]	2006	Austrália	$2 \cdot \frac{\pi}{\sqrt{\frac{\tau_{\max} \cdot L_{per}}{s_{\max} \cdot E_f \cdot A_f}}}$	Expressão apresentada para o cálculo do comprimento de transferência em função do declive da lei <i>bond-slip</i> do tipo linear descendente. Note-se que L_{per} é o perímetro da ligação medido a 2mm de distância do compósito de FRP.
FIB, Boletim 14 [116] (Apêndice A.1)	2001	Europa	$\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{f_{ctm}}}}$	A expressão vem do trabalho realizado por Teng <i>et al.</i> [105] e pode ser utilizada em substituição da expressão anterior.
FIB, Boletim 14 [116] (Apêndice A.2)			$c_2 \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{f_{ctm}}}$ $c_2 = 2$	A expressão baseia-se no trabalho de Neubauer e Rostásy [115].
ACI 440 [151]	2002	EUA	$\frac{23300}{(n \cdot E_f \cdot t_f)^{0,58}}$	A expressão baseia-se no trabalho de Niedermeier [157].
JCI [152]	2003	Japão	$0,125 \cdot (E_f \cdot t_f)^{0,57}$	Segundo Mongi Ben Ouezdou <i>et al.</i> [119] a expressão é baseada no trabalho de Maeda <i>et al.</i> [158]. O termo n corresponde ao número de camadas do compósito de FRP.
CS TR55 [153]	2004	Reino Unido	$0,7 \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{f_{ctm}}}$	A expressão é semelhante à expressão do boletim 14 da fib [116] ($\sqrt{0,5} \approx 0,7$)
CNR-DT 200/04 [154]	2005	Itália	$\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}}$	A expressão baseia-se no boletim 14 da fib [116] para compósitos de fibra de carbono ($c_2 = 2$).
EC8, Parte 3 [155]	2005	Europa	$\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot \sqrt{\tau_{\max}}}}$	A tensão de aderência máxima pode ser obtida de acordo com a expressão apresentada na Tabela 2.7.
Model Code [156]	2010	Europa	$0,6 \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{k_b \cdot f_{ctm}}}}$	Em que k_b é um coeficiente de forma definido pela expressão: $k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1$
ISIS [159] CSA S806-02 [160]	2002	Canadá	$\frac{25350}{(E_f \cdot t_f)^{0,58}}$	em que b_f é a largura do compósito de FRP e b é a largura da secção de betão. Segundo Mongi Ben Ouezdou <i>et al.</i> [119] a expressão é baseada no trabalho de Maeda <i>et al.</i> [158].

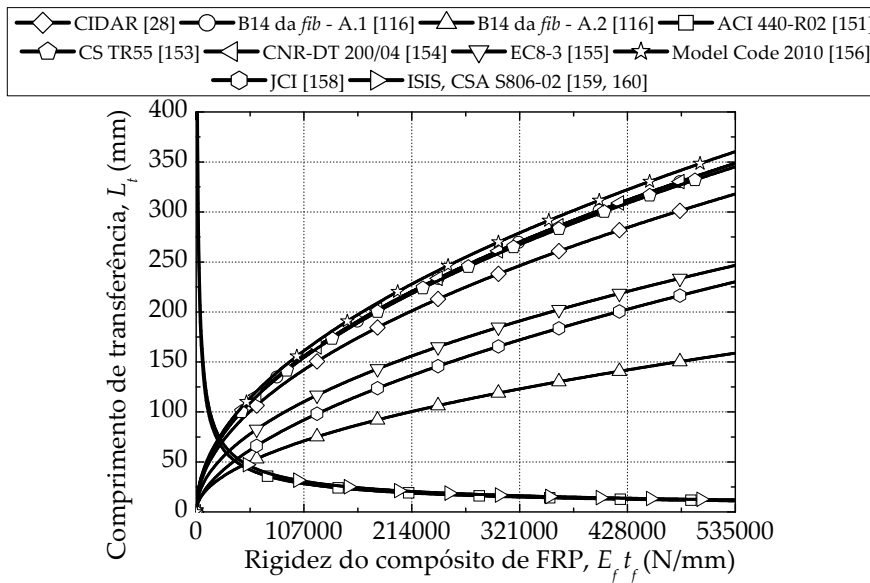


Figura 2.37: Comprimento de transferência calculado de acordo com diversas normas ou códigos. Baseado em [119].

2.9.3. Tensões de aderência máximas

A quantificação das tensões de aderência máximas são muito úteis na definição da lei *bond-slip* a adoptar. Na generalidade, as normas ou códigos aqui referidos assumem, na sua metodologia de cálculo, uma lei *bond-slip* do tipo bi-linear onde o pico dessa lei tem como ordenada a tensão de aderência máxima definida pelas expressões apresentadas na Tabela 2.6.

2.9.4. Durabilidade

Na generalidade das normas ou códigos apesar de se reconhecer que a exposição dos compósitos de FRP sob os diferentes agentes ambientais pode afectar a ligação FRP/betão, a quantificação desses efeitos é praticamente nula. Como exemplo disso, refira-se o código britânico CS TR55 [153] em que apesar da referência aos efeitos dos agentes ambientais agressivos no seu Sub-Capítulo 9.10 considera apenas, no dimensionamento, factores parciais de segurança aos Estados Limites Últimos para a tensão e módulo de elasticidade do compósito de FRP bem como para o tipo de sistema utilizado (método de aplicação ou de fabricação).

Ainda assim, tem-se vindo a tentar uniformizar as formas de dimensionamento propostas por vários investigadores e comités internacionais. Como exemplo, refira-se o trabalho desenvolvido pelo Comité 440 da American Concrete Institute (ACI 440) [151] onde se admite que as propriedades mecânicas do compósito de FRP a ser utilizadas num dimensionamento se deve incluir os efeitos ambientais na degradação do FRP. Para esse efeito, o ACI 440 [151], recomenda a utilização de factores de redução (C_E) para diferentes tipos de compósitos dependendo da condição de exposição ambiental de modo a afectar a tensão e a extensão de ruptura do compósito de FRP conforme se escreve pelas expressões:

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (2.84)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (2.85)$$

Tabela 2.6: Tensões de aderência máximas desenvolvidas na ligação FRP/betão conforme especificado por diversas normas ou códigos.

Norma	Ano	País/Região	τ_{max}	Observações
CIDAR [28]	2006	Austrália	$\frac{0,70}{s_{max}} \cdot \left(\frac{d_f}{b_f} \right)^{0,65} \cdot f_{cm}^{0,65}$	<p>Em que d_f é o comprimento de colagem do FRP acrescido de 2mm. A expressão deve ser ainda utilizada na determinação da força máxima transmitida ao FRP. Note-se ainda que esta expressão resulta do do trabalho de Seracino <i>et al.</i> [29].</p> <p>Em que d_f é o comprimento de colagem do FRP acrescido de 2mm. A expressão deve ser ainda utilizada na determinação do comprimento de transferência da ligação FRP/betão. Note-se ainda que esta expressão resulta do trabalho de Seracino <i>et al.</i> [29].</p>
FIB, Boletim 14 [116]	2001	Europa	$0,44 \cdot f_{ctm}$	<p>Note-se que esta expressão é usada para a determinação do Estado Limite de Utilização de fendilhagem e é um valor médio e não máximo. Esta expressão é a utilizada para a definição do pico da lei <i>bond-slip</i> do tipo bi-linear e em que γ_c é um coeficiente parcial de segurança para o betão.</p>
JCI [152]	2003	Japão	$0,285 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{\gamma_c}$	
JCI [152]	2003	Japão	$0,93 \cdot (f_{cm})^{0,44}$	-
CS TR55 [153]	2004	Reino Unido	$\frac{V \cdot \alpha_f \cdot A_f \cdot (h - x)}{I_{cs} \cdot b_a}$	<p>Em que: V é o esforço transversal último da viga de BA; h é a altura da secção; x é o comprimento da secção comprimida; I_{cs} é o momento de inércia da secção fendilhada; b_a é a largura do adesivo; e α_f dado por:</p> $\alpha_f = \frac{E_{fd}}{E_c}$ <p>onde E_c é o módulo de elasticidade do betão e E_{fd} é o módulo de elasticidade de cálculo obtido a partir da expressão:</p> $E_{fd} = \frac{E_f}{\gamma_{mE}}$ <p>onde γ_{mE} é um coeficiente parcial de segurança que no caso de CFRP e AFRP toma o valor de 1,1 e no caso do GFRP toma o valor de 1,8.</p>
CNR-DT 200/04 [154]	2005	Itália	$0,64 \cdot \beta_f \cdot \sqrt{f_{ctm} \cdot f_{ck}}$	<p>O termo β_f é igual ao definido pelo boletim 14 da fib [116] já definido na Tabela 2.5. As unidades a utilizar são ainda em N e em mm.</p>
EC8, Parte 3 [155]	2005	Europa	$1,8 \cdot f_{ctm} \cdot k_b$	<p>Em que k_b encontra-se já definido na Tabela 2.5.</p>

Dado que os materiais compósitos de FRP têm um comportamento constitutivo elástico e linear até à ruptura, o módulo de elasticidade a adoptar pode ser dado pela lei de Hooke pelo que, a expressão para o módulo de elasticidade, vem dada por:

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (2.86)$$

Assim, o ACI 440 [151], assume que o módulo de elasticidade não é afectado pelas condições ambientais.

Os factores de redução ambiental dados pelo ACI 440 [151] são conservativos e dependem da durabilidade de cada tipo de fibra estando, por isso, sujeitos a posteriores refinamentos. Para o compósito de GFRP estes valores variam entre os 0,50 e os 0,75 consoante o tipo de condição ambiental conforme se pode ver na Tabela 2.7.

O código italiano CNR-DT 200/04 [154] também faz referência aos agentes ambientais agressivos no seu Sub-Capítulo 3.5 e assume um factor de conversão ambiental (η_a) que é, na realidade, o factor de redução ambiental (C_E) do ACI 440 [151] e que cuja qualificação é a que se mostra pela Tabela 2.7. Contudo, o CNR-DT 200/04 [154] admite que o factor de conversão ambiental possa aumentar em 10% no caso de se adoptarem encamisamentos de protecção ao compósito de FRP durante todo o período de vida da estrutura reforçada. Estes encamisamentos devem ainda demonstrar eficiência na protecção do compósito de FRP quando exposto aos agentes ambientais agressivos [154].

Tabela 2.7: Factor de redução ambiental (C_E) para diferentes tipos de exposição ambiental.

Condição Ambiental	Tipo de fibra/resina	Factor de redução, C_E
Exposição interior	Vidro/Epoxi	0,75
	Aramídica/Epoxi	0,85
	Carbono/Epoxi	0,95
Exposição exterior (pontes, cais e garagens não fechadas)	Vidro/Epoxi	0,65
	Aramídica/Epoxi	0,75
	Carbono/Epoxi	0,85
Ambiente agressivo (zonas químicas e de tratamentos de águas residuais)	Vidro/Epoxi	0,50
	Aramídica/Epoxi	0,70
	Carbono/Epoxi	0,85

Refira-se ainda que em [18, 146], o factor de redução ambiental proposto para o compósito de GFRP (α_E) é ligeiramente superior (veja-se a Tabela 2.8) quando comparado com o valor do factor de redução (C_E) recomendado pelo ACI 440 [151] para uma condição ambiental de exposição exterior. No entanto, se se tiver em conta que o aumento de temperatura impõe uma maior degradação ao compósito de FRP (conforme a Teoria de Arrhenius), o valor do factor de redução ambiental de 0,50 proposto pelo ACI 440 [151] pode ficar de acordo com os valores apresentados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8: Valores do factor de redução (α_E) proposto em [18, 146] a adoptar em função da exposição ambiental do compósito de GFRP.

Tipo de envelhecimento	Factor de redução proposto, α_E
Ciclos de nevoeiro salino (5% água salgada)	0,62
Ciclos de marés (3 dias húmido e 4 dias seco)	0,65
Ciclos de temperatura (-10 °C a +10 °C)	0,58
Imersão total (5% água salgada)	0,65

Capítulo 3

Programa experimental e caracterização dos materiais

3.1. Introdução

O desempenho global em termos de capacidade de carga ou/e ductilidade de uma viga exteriormente reforçada com compósitos de FRP depende essencialmente da eficiência da ligação entre o FRP e o betão. Por conseguinte, a eficaz transferência de tensões entre ambos os materiais é essencial pelo que, um dos aspectos essenciais neste estudo reside no desenvolvimento das tensões ao longo da interface GFRP/betão. A degradação dessa transferência de tensões na ligação ao longo do tempo de exposição a agentes ambientais agressivos causa uma diminuição dos valores máximos da tensão de aderência sendo, no limite, a situação de descolamento do compósito de FRP aquela que traduz a perda total de tensões na ligação. Esta acção dos agentes ambientais severos sobre a ligação FRP/betão é também motivo para a realização de diversos ensaios sob a acção artificialmente acelerada desses agentes. Os ensaios idealizados baseiam-se em ensaios de corte duplo e em vigas de secção rectangular submetidas à flexão de 3 pontos de forma a simular um mecanismo de amarração entre o compósito de GFRP e o betão.

De modo a simular um betão "comum" já degradado, pretendeu-se, neste trabalho, ter um betão de classe resistente muito inferior à C30/37 que foi a utilizada em [18]. Sempre que possível, tentou-se repetir três vezes o mesmo ensaio com o intuito de conseguir ter um conjunto de dados suficientes que possibilitassem obter conclusões mais rigorosas sobre os efeitos da exposição da interface GFRP/betão aos agentes agressivos.

A caracterização do desempenho da interface na ruptura assume um papel fundamental na previsão do descolamento do compósito de GFRP. Os ensaios de corte, para além de permitirem representar os comprimentos de amarração do GFRP, serviram também como base para a caracterização da interface GFRP/betão. A ligação entre o compósito de FRP e o betão é referida na literatura [76, 128-131, 133] como tendo um comportamento na ruptura que segue o critério de ruptura de Mohr-Coulomb uma vez que a ruptura da ligação pode ser estimada pela combinação entre as tensões de corte e

as tensões perpendiculares à ligação. Computacionalmente, a caracterização da interface GFRP/betão tem vindo a ser estudada destacando-se a incapacidade de previsão da carga última na modelação da ligação GFRP/betão rígida contrariamente à modelação da ligação com recurso a elementos de interface com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb [76, 128-131, 133] que estima com razoável precisão o descolamento do compósito de FRP do elemento de betão. Neste sentido, realizaram-se diversos ensaios para diferentes estados de tensão da ligação para se definir uma envolvente de ruptura (ângulo de atrito e coesão) correspondente à ligação GFRP/betão. Atendendo a que os agentes ambientais agressivos podem introduzir algumas alterações no desempenho da ligação e conseqüentemente na envolvente de ruptura, realizaram-se igualmente diversos ensaios.

Tendo por objectivo a caracterização da interface GFRP/betão e da envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb foram realizados 79 ensaios de corte duplo, considerando quatro tipos de envelhecimento acelerado entre as 0 e 10000 horas. A geometria dos provetes e o sistema de ensaio utilizado encontra-se representado na Figura 3.1. No Capítulo 4, este tipo de ensaio será abordado em detalhe.

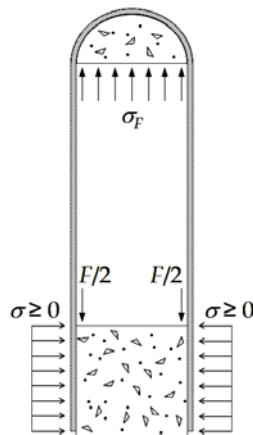


Figura 3.1: Esquema de forças do ensaio de corte duplo.

Tendo por objectivo a avaliação do desempenho do reforço de vigas de betão armado submetidas a diversos agentes ambientais agressivos, foram realizados 47 ensaios de vigas de secção rectangular com quatro tipos de envelhecimento acelerado entre as 0 horas e as 10000 horas. Estes ensaios tiveram de ser realizados a uma escala reduzida dado que as dimensões máximas das vigas estarem condicionadas pelas dimensões das câmaras de envelhecimentos acelerado. Na Figura 3.2 mostra-se a geometria e o sistema de ensaio utilizado. No Capítulo 5 estes ensaios serão discutidos em pormenor.

Realizaram-se igualmente três ensaios com vigas de betão armado de secção transversal em T à escala real com o objectivo de comparar o desempenho do sistema de reforço com as vigas de secção rectangular. Na Figura 3.3 mostra-se o esquema de ensaio utilizado. No Capítulo 6 são descritos com mais detalhe estes ensaios.

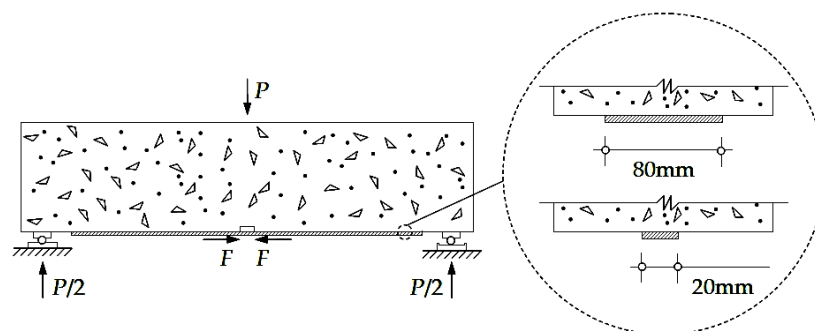


Figura 3.2: Esquema de forças do ensaio de das vigas de secção rectangular.

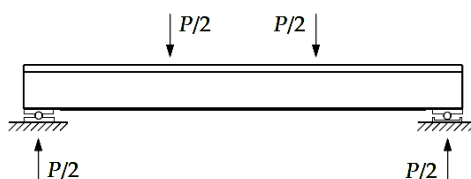


Figura 3.3: Esquema de forças do ensaio de das vigas de secção em T.

Nos sub-capítulos seguintes descreve-se, de forma mais detalhada, o programa de ensaios realizado e caracterizam-se também todos os materiais envolvidos neste estudo.

3.2. Preparação dos provetes de betão armado

3.2.1. Preparação das superfícies

A preparação adoptada para as superfícies de betão que receberiam a colagem dos compósitos de GFRP foi comum a todos os provetes experimentais. Deste modo, pretendeu-se controlar todas as superfícies dos provetes, impondo-lhes rugosidade semelhante, por intermédio de jacto de areia seca à pressão de 4 bar, conforme se mostra pela Figura 3.4. A camada superficial de betão foi removida ficando as superfícies, após limpeza com ar comprimido, prontas a receber a colagem do compósito de GFRP. Anulando-se os vazios e as microfisurações existentes através de uma primeira aplicação de uma camada muito fina de resina epoxídica (*undercoating*), os provetes tratados deverão garantir uma união perfeita com o compósito de GFRP. Entende-se que estes procedimentos são de extrema importância para o bom desempenho da ligação FRP/betão.

Na preparação da superfície do betão dos provetes são de realçar dois aspectos: o primeiro, a grande rugosidade alcançada pelo jacto de areia, conforme se compara na Figura 3.5; e a elevada facilidade de execução e rendimento proporcionado por esta técnica quando comparada, por exemplo, com o uso do martelo de agulhas, rebarbadora ou outra técnica de abrasão similar. No entanto, a técnica por jacto de areia tem o inconveniente de gerar ambientes altamente saturados em poeiras de cimento e que causam ao utilizador ou trabalhadores perto da área de trabalho, uma difícil respiração que deverá ser acautelada por intermédio de dispositivos apropriados para oxigenação do pessoal, conforme se faz notar pela Figura 3.4.



Figura 3.4: Preparação das superfícies de betão a jacto de areia (da esquerda para a direita) dos provetes de corte, das vigas de secção rectangular e das vigas com secção em T.



Figura 3.5: Pormenor da diferença entre a superfície de betão tratada com jacto de areia e a superfície de betão inicial.

3.2.2. Aplicação do compósito de GFRP às peças de BA

Os trabalhos desenvolvidos na aplicação do compósito de GFRP às vigas de betão e aos provetes para ensaios ao corte seguiram uma metodologia típica. Os passos e os procedimentos adoptados foram transversais a todos os provetes de betão e que se enumeram em seguida:

- (i) As superfícies de betão onde se pretende aplicar o compósito foram inicialmente delimitadas por intermédio de uma fita adesiva para se garantir que apenas a área de colagem inicialmente prevista fosse efectivamente colada. No caso particular dos cubos de betão utilizados nos ensaios de corte, foi montado um molde que permitisse ser adaptado ao sistema de ensaio previsto. Este molde, conforme se pode ver pela Figura 3.6, foi constituído por peças de BA com as dimensões ajustadas à forma do provete. Para evitar a colagem do compósito a essas peças, foram colocadas películas aderentes a envolver as peças de BA por forma a garantir uma boa descofragem dos moldes.
- (ii) Após a limpeza de eventuais impurezas e partículas ou poeiras de betão da superfície a colar, procede-se à aplicação de uma primeira camada de resina

- (iii) epoxídica (vulgarmente apelidada por *undercoating*) para preencher os poros e microfendas existentes na superfície;
- (iv) As fibras, já cortadas com as dimensões pretendidas são impregnadas na resina e aplicadas sobre a superfície de colagem;
- (v) As camadas são aplicadas, em seguida, uma a uma tendo como cuidado especial a remoção de eventuais bolhas de ar que se possam formar no tardo do compósito de GFRP. Para este efeito, recorre-se ao uso de rolo ou outra técnica afim;
- (vi) O compósito de GFRP fica a polimerizar durante um período mínimo de 2 meses, de preferência, em ambiente laboratorial e protegido das águas da chuva até ao ensaio ou colocação dos provetes nas câmaras de envelhecimento acelerado.



Figura 3.6: Aplicação do compósito de GFRP às peças de betão.

3.3. Programa de ensaios

A definição dos provetes a ensaiar teve como base principal as dimensões das câmaras de envelhecimento e os trabalhos realizados anteriormente em [18, 80]. O recurso a vigas de maiores dimensões teve como finalidade avaliar possíveis efeitos de escala. A aderência entre o betão e o compósito de GFRP nestas vigas foi estudada sem que tenham sofrido qualquer processo de envelhecimento acelerado. No entanto, e conforme se fará referência no Capítulo 7, os ensaios de corte duplo poderão ajudar a compreender melhor a influência destes envelhecimentos sobre as vigas de maiores dimensões ao transportar-se um critério de ruptura definido a partir dos ensaios de corte duplo.

Tabela 3.1: Programa de ensaios realizados – provetes para os ensaios de corte duplo.

Tipo de envelhecimento	Largura do GFRP (mm)	Horas de envelhecimento	Tensão de compressão (MPa)	Nº
Referência	80	0	0,0	3
	80	0	0,5	1
	80	0	1,0	2
	20	0	0,0	2
Ciclos de nevoeiro salino	80	3000	0,0	3
	80	3000	0,5	2
	80	5000	0,0	3
	80	5000	0,5	1
	80	5000	1,0	1
	80	10000	0,0	2
	80	10000	0,5	1
	80	10000	1,0	1
Ciclos de marés em água salina	80	3000	0,0	3
	80	3000	0,5	1
	80	5000	0,0	2
	80	5000	0,5	1
	80	5000	1,0	2
	80	10000	0,0	3
	80	10000	0,5	2
	80	10000	1,0	2
Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C	80	3000	0,0	3
	80	3000	0,5	1
	80	5000	0,0	2
	80	5000	0,5	1
	80	5000	1,0	1
	80	10000	0,0	2
	80	10000	0,5	1
	80	10000	1,0	1
Ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C	80	3000	0,0	3
	80	3000	0,5	1
	80	5000	0,0	2
	80	5000	0,5	1
	80	5000	1,0	1
	80	10000	0,0	3
	80	10000	0,5	2
	80	10000	1,0	1

Quatro tipos de envelhecimento foram seguidos e três estágios foram inicialmente definidos: (i) às 3000 horas; (ii) às 5000 horas; e (iii) às 10000 horas. Após estes estágios de envelhecimento, os provetes foram retirados das câmaras e ensaiados tendo-se como referência outros provetes sem qualquer tipo de envelhecimento. Dadas as limitações das câmaras de envelhecimento acelerado, o espaço libertado pelos provetes envelhecidos com 3000 horas de exposição ambiental deram lugar aos provetes relativos aos envelhecimentos com 5000 horas. Nas vigas de secção rectangular, escolheram-se apenas dois estágios de envelhecimento, às 3000 horas e 10000 horas. Houve neste caso, a necessidade de começar a realizar o envelhecimento para as 10000 horas após a

conclusão do envelhecimento das vigas às 3000 horas de exposição. Nestas circunstâncias, o betão das vigas de secção rectangular têm uma diferença de idade de 3000 horas.

Nas Tabelas 3.1 a 3.3 sintetiza-se o número de provetes ensaiados neste estudo em função do tipo e duração do envelhecimento a que o provete foi submetido. No caso dos provetes de corte duplo, distinguem-se ainda os provetes em que a ligação GFRP/betão ficou submetida à compressão de 0,5MPa e 1,0MPa. No último apêndice deste trabalho (Apêndice I) distinguem-se, de forma individual, os diversos provetes ensaiados.

Tabela 3.2: Programa de ensaios realizados – vigas de secção rectangular.

Tipo de envelhecimento	Largura do GFRP (mm)	Horas de envelhecimento	Nº
Referência	-	0	2
	80	0	2
	20	0	3
Ciclos de nevoeiro salino	80	3000	3
	20	3000	2
	80	10000	3
	20	10000	2
Ciclos de marés em água salina	80	3000	3
	20	3000	1
	80	10000	1
Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C	20	10000	4
	80	3000	3
	20	3000	1
Ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C	80	10000	2
	20	10000	3
	80	10000	1
	20	10000	4

Tabela 3.3: Programa de ensaios realizados – vigas de secção em T.

Tipo de envelhecimento	Largura do GFRP (mm)	Tipo de ensaio	Nº
Referência	-	Monotónico	1
	120	Monotónico	1
	120	Carga/Descarga	1

3.4. Aço

As armaduras utilizadas nos ensaios consistem em varões nervurados com diâmetros 4, 6, 8 e 12mm. A utilização de varões de diâmetro de 4mm (normalmente utilizados em malhas electrossoldadas) ficou a dever-se às dimensões reduzidas das vigas de betão armado submetidas ao programa de envelhecimento acelerado estabelecido.

O aço utilizado nas vigas em forma de *T* com 3,3 metros de comprimento foi fornecido como sendo da classe A400 laminado a quente. Para a caracterização destes varões de aço (diâmetros 6, 8 e 12 mm) foram ensaiados 9 provetes (3 por cada diâmetro) de acordo com a norma NP-EN 10002-1 [161]. Os resultados experimentais obtidos estão representados na Figura 3.7.

Na Tabela 3.4 indicam-se os valores médios da tensão de cedência (f_{ym}) e da tensão de ruptura à tracção (f_{tm}) para os provetes ensaiados, bem como os valores médios do módulo de elasticidade (E_{sm}) e da extensão total na força máxima (ε_{sum}) e na ruptura (ε_{srm}).

Tabela 3.4: Caracterização das armaduras das vigas em *T* de acordo com a norma europeia NP-EN 10002-1 [161].

Armaduras	Tipo	f_{ym} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_{sm} (GPa)	ε_{sum} (%)	ε_{srm} (%)
Ø6	NR	489	583	185	13,7	16,4
Ø8	NR	481	576	209	13,9	16,1
Ø12	NR	432	564	238	19,8	23,5

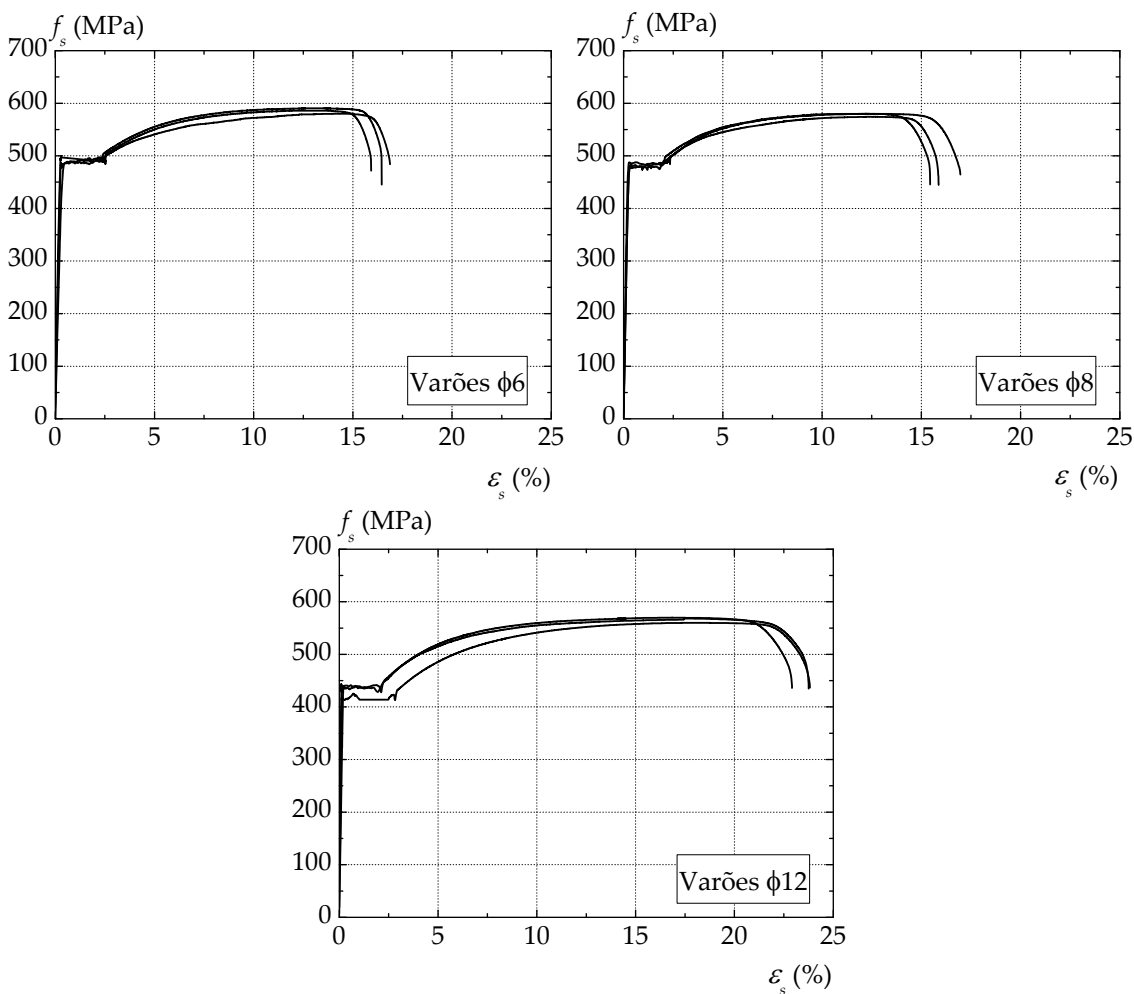


Figura 3.7: Diagrama tensão-deformação dos varões de aço de Ø6, Ø8 e Ø12.

Utilizaram-se varões de aço de 4mm de diâmetro nas vigas de secção rectangular com 620mm de comprimento e foram fornecidos como sendo da classe A500 endurecido a frio. Ensaíram-se 3 provetes representativos dos varões utilizados, de acordo com a norma NP-EN 10002-1 [161].

Na Tabela 3.5 indicam-se os valores médios da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% ($f_{0.2m}$) e da tensão de ruptura à tracção (f_{tm}) para os provetes ensaiados, bem como os valores médios do módulo de elasticidade (E_{sm}) e da extensão total na força máxima (ϵ_{sum}) e na ruptura (ϵ_{srm}).

Atendendo ao tipo de aço utilizado nestas vigas constata-se que a extensão dos varões de diâmetro 4mm na ruptura é baixa o que, como se verá no Capítulo 5, conferirá pouca ductilidade às respectivas vigas de betão armado, permitindo que ocorra a ruptura das vigas pelo aço, em especial na situação das vigas de controlo ou referência.

Tabela 3.5: Caracterização das armaduras das vigas de secção rectangular de acordo com a norma europeia NP-EN 10002-1 [161].

Armaduras	Tipo	$f_{0.2m}$ (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_{sm} (GPa)	ϵ_{sum} (%)	ϵ_{srm} (%)
Ø4	ER	406	649	203	1,3 ^(*)	1,3 ^(*)

^(*) Valores médios com base apenas nos dois ensaios de maior extensão na ruptura.

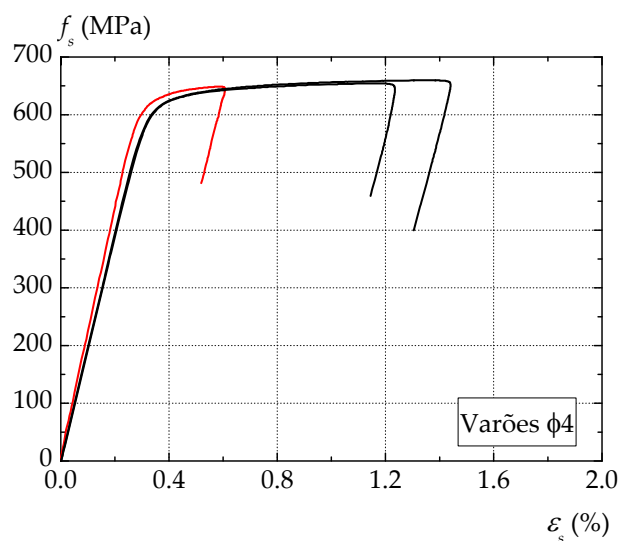


Figura 3.8: Diagrama tensão-deformação dos varões de aço de Ø4.

3.5. Betão

O betão utilizado em todos os provetes resultou de uma única betonagem realizada no DEC/FCT/UNL pela empresa Betecna a 11 de Agosto de 2008. Nesta betonagem produziram-se as 3 vigas com secção transversal em T, 123 cubos de dimensão 150×150×150 mm³, dos quais 55 para a caracterização do betão e 79 para ensaios de corte duplo para a caracterização da envolvente de ruptura da ligação GFRP/betão, 44 vigas de secção rectangular (620×150×100mm³) para análise do desempenho da ligação

GFRP/betão até à ruptura da ligação e 3 cilindros de diâmetro 150mm e 300mm de altura para caracterização do betão. A Figura 3.9 mostra estas betonagens.

Na Tabela 3.6 apresentam-se os resultados obtidos a partir dos ensaios à compressão dos cubos de betão em conformidade com a especificação do LNEC E 226 [162]. Mediante os resultados obtidos experimentalmente, a relação entre as tensões de ruptura à compressão dos provetes cúbicos e dos provetes cilíndricos aos vinte e oito dias é de 0,909 pelo que se adoptou a relação

$$f_{cm} = 0,909 \times f_{cm,cub} \quad (3.1)$$

sempre que se pretendeu extrapolar para cilindros os ensaios realizados em cubos. A Figura 3.10 mostra os modos de ruptura nos cilindros e cubos de betão submetidos à compressão uniaxial.



Figura 3.9: Betonagem das peças de betão armado.

A partir dos resultados experimentais da resistência à compressão do betão ao longo do tempo, obteve-se uma curva que melhor aproxima esse desempenho do betão:

$$f_{cm}(t) = f \cdot t^{6,38 \times 10^{-2}} \text{ com } f = 14,101 \text{ (cilindros) e } f = 15,513 \text{ (cubos)} \quad (3.2)$$

e que se representa na Figura 3.11.

A Tabela 3.6 mostra os valores da tensão de ruptura obtidos nos ensaios de compressão de provetes cúbicos de betão. A tabela mostra que a evolução da resistência

à compressão do betão em provetes cúbicos é pouco significativa (cerca de 5,4%) não havendo por conseguinte, grande influência da idade do betão nos resultados finais.

Tabela 3.6: Tensão de ruptura à compressão dos provetes de betão.

Provete		Idade (dias)	$f_{c,cub}$ (MPa)	$f_{cm,cub}$ (MPa)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)
Designação	Tipo					
B1	Cubo	28	18,8	18,6	-	-
B2			18,2			
B3			18,8			
B4	Cilindro	28	-	-	16,7	16,9
B5			-			
B6			-			
B7	Cubo	58	20,0	19,9	18,2	18,2
B8			20,0			
B9			19,9			
B10	Cubo	210	22,8	23,1	20,7	21,0
B11			23,1			
B12			23,5			
B13	Cubo	305	22,3	22,9	20,3	20,8
B14			23,7			
B15			22,7			
B16	Cubo	450	21,6	22,9	19,7	20,8
B17			24,1			
B18			23,0			
B19	Cubo	707	23,6	22,8	21,5	20,8
B20			21,8			
B21			23,1			
B22	Cubo	810	22,6	23,3	20,5	21,2
B23			23,1			
B24			24,3			



Figura 3.10: Prensa de compressão e pormenores dos modos de ruptura de um cilindro e de um cubo de betão.

A resistência à compressão característica do betão (f_{ck}) foi determinada de acordo com a norma EN 206 [164] para os ensaios realizados aos vinte e oito dias. Recorreu-se à condição:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4\text{MPa} \quad (3.3)$$

e à relação experimentalmente estabelecida entre a resistência em cubos e cilindros aos vinte e oito dias. Deste modo o betão utilizado é considerado como sendo da classe C12/15.

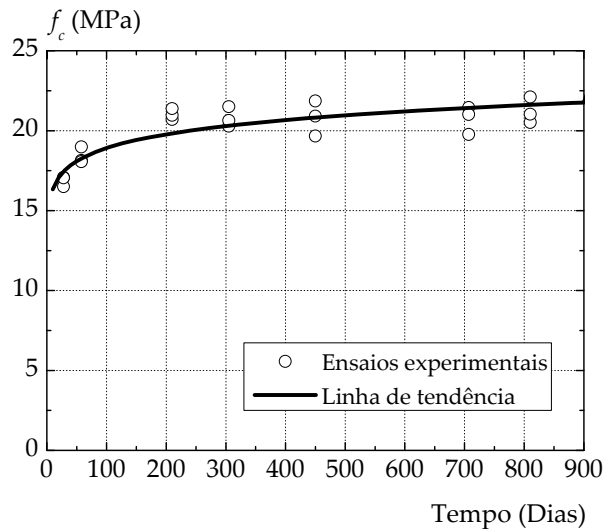


Figura 3.11: Evolução da tensão de ruptura ao longo do tempo.

Os ensaios que não foram realizados aos vinte e oito dias foram considerados os valores resultantes das expressões (3.4) a (3.7) indicadas pelo EC 2 [163], pelo Boletim 1 da fib [165] e pelo Model Code 90 [166]. Note-se que na expressão (3.7), o valor do módulo de elasticidade considerado foi reduzido em 10% conforme recomendado pelo Model Code 90 [166] e pelo EC 2 [163] para os casos em que o agregado é de origem calcária. Na Tabela 3.7 apresenta-se uma síntese dos resultados da caracterização aos vinte e oito dias do betão utilizado com base na resistência de cilindros à compressão do betão (f_{cm}) e no valor da resistência à compressão característica (f_{ck}) conforme indicado na Tabela 3.6.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (3.4)$$

$$f_{ct,sp} = \frac{f_{ctm}}{0,9} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,07 \cdot (f_{cm})^{0,31} \quad (3.6)$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.7)$$

Tabela 3.7: Síntese da caracterização do betão aos 28 dias.

$f_{cm,cub}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	ε_{c1} (%)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
18,6	16,9	1,65	0,17	1,83	23,18

3.6. Compósitos de GFRP

As fibras de vidro e a resina de impregnação que serviram para formar o compósito de GFRP foram adquiridos à empresa Fyfe Co. LLC engineers. As fibras são as principais responsáveis pelas altas resistências dos compósitos conferindo-lhes capacidades elevadas de resistência associadas a uma massa volúmica baixa. Na Tabela 3.8 apresentam-se as propriedades das fibras de vidro dadas pelo fabricante.

Tabela 3.8: Propriedades das fibras de vidro [167].

Propriedade	Valor de teste típico
σ_G	3,24GPa
E_G	72,4GPa
ε_G	4,5%
ρ_G	2,55g/cm ³
γ_G	915g/m ²
e_G	0,36mm

A resina para impregnação das fibras de vidro foi Tyfo[®] S Epoxy [167] do tipo epoxídica. Esta resina foi também utilizada como adesivo na colagem entre o compósito de GFRP e o betão.

A resina é constituída por dois componentes, A e B, cuja mistura foi feita, de acordo com o especificado pelo fabricante, a partir da relação volumétrica de 100 partes da primeira para 42 partes da segunda. Na Tabela 3.9 apresentam-se as características mecânicas e da temperatura de transição vítrea (T_g) da resina facultadas pelo fabricante e na Tabela 3.10, apresentam-se as propriedades mecânicas do compósito de GFRP facultadas pelo fabricante.

Tabela 3.9: Caraterísticas da resina de impregnação Tyfo[®] S Epoxy [167].

Propriedade	Valor de teste típico
T_g	49,1°C(*)
(após 1 semana de cura a 23°C)	68,5°C(**)
σ_r	72,4GPa
E_r	3,18GPa
ε_r	5,0%

(*) Determinado a partir de DSC (*Differential Scanning Calorimetry*).

(**) Determinado a partir de DMTA (*Dynamic Mechanical Thermal Analysis*).

Tabela 3.10: Caraterísticas mecânicas do GFRP dadas pelo fabricante [167].

Propriedade	Valor de teste típico
f_{fu}	460MPa
ε_f	2,2 %
E_f	20,9GPa
$f_{fu,90}$	34,4MPa
t_f	1,3mm

A caracterização do compósito de GFRP foi realizada a partir do corte de catorze placas com cerca de 600×600 mm² e com duas camadas de fibra de vidro fabricadas em prensa

de pratos quentes pelo Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (INEGI). As fibras de vidro estão dispostas unidirecionalmente. As propriedades mecânicas do compósito de GFRP foram obtidas no DEC da FCT/UNL por ensaios à tracção de quatro provetes de dimensões médias de 25×150mm e espessura de 1,8mm numa máquina de tracção universal *Zwick* (ver Figura 3.12) com uma capacidade de 50kN. A velocidade dos ensaios foi de 2mm/min e os restantes procedimentos de acordo com as normas ASTM D3039/D3039M [168].

O comportamento tensão-deformação dos provetes planos de GFRP é linear frágil. A Figura 3.13 apresenta a relação tensão-deformação dos provetes planos de GFRP ensaiados.



Figura 3.12: Máquina de tracção universal *Zwick* (à esquerda) e pormenor do modo de ruptura de um provete plano de GFRP (à direita).

A Tabela 3.11 mostra os valores registados no decorrer dos ensaios de tracção dos provetes planos de GFRP, podendo verificar-se que a extensão média no compósito de GFRP é de 2,20%, a tensão média na ruptura é de 513,9 MPa e o módulo de elasticidade é igual a 23,49 GPa.

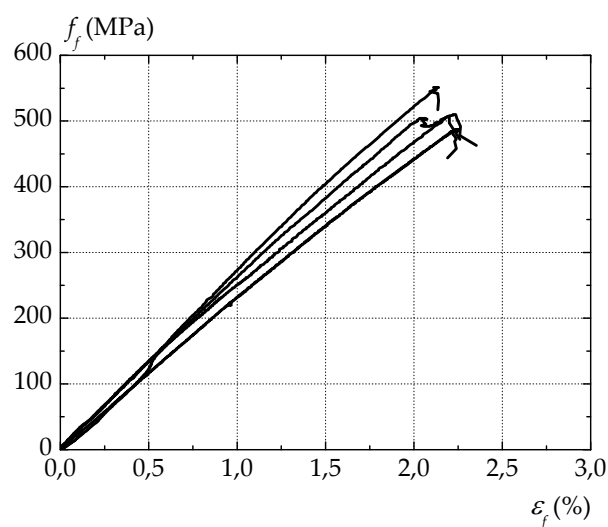


Figura 3.13: Gráfico tensão-extensão dos provetes planos de GFRP.

Tabela 3.11: Caracterização dos provetes planos de GFRP.

Provete plano de GFRP			ε_f	ε_{fm}	f_f	f_{fm}	E_f	E_{fm}
Designação	Envelhecimento	Horas	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
GFRP-REF-01			2,25		487,2		22,14	
GFRP-REF-02	Referência	0	2,20	2,20	507,5	513,9	23,09	23,49
GFRP-REF-03			2,14		551,1		25,78	
GFRP-REF-04			2,22		509,9		22,96	

Os valores obtidos experimentalmente e os valores fornecidos pelo fabricante são comparados na Tabela 3.12. Na Figura 3.14 mostram-se as resinas e as fibras de vidro utilizadas. Os resultados mostram que a extensão na ruptura dada pelo fabricante coincide com a média das extensões obtidas experimentalmente. Relativamente à tensão de ruptura à tracção, o fabricante adopta, para o dimensionamento, um coeficiente de segurança de 1,25. Nos ensaios realizados e assumindo o mesmo coeficiente de segurança, a tensão na ruptura à tracção dos provetes planos de GFRP é de 411,1MPa. Comparando este valor com o do fabricante, verifica-se que o valor do fabricante está apenas a 12% acima do resultado obtido neste estudo.

**Figura 3.14:** Resina e aspecto das fibras de vidro utilizadas na concepção dos provetes.**Tabela 3.12:** Características do compósito de GFRP (valores experimentais e valores do fabricante).

		ε_m (%)	f_m (MPa)	E_{fm} (GPa)
Ensaio experimentais		2,20	513,9	23,49
Ficha técnica	Valor de dimensionamento	2,20	460,0	20,90
	Valor típico de teste	2,20	575,0	26,10

3.7. Programa de envelhecimento acelerado

A exposição a ambientes salinos e a ciclos de temperatura têm vindo a ser objecto de estudo para diversos autores [18, 82, 90, 111, 137, 145-148] e que têm sido unânimes em afirmar que tais ambientes podem mudar o modo de ruptura da ligação FRP/betão e podem alterar ainda as tensões de aderência máxima ou forças máximas transmitidas ao

compósito de FRP. Com o objectivo de avaliar o desempenho da ligação quando submetida a tais agentes ambientais agressivos, idealizou-se um programa de envelhecimento acelerado que consistiu em quatro tipos distintos: (i) ciclos de nevoeiro salino; (ii) ciclos de marés em água salina; (iii) ciclos de gelo e degelo (-10°C e $+30^{\circ}\text{C}$); e (iv) ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$. Foram ainda idealizados três estágios de envelhecimento às 3000 horas, 5000 horas e 10000 horas com o intuito de identificar a evolução do desempenho da ligação GFRP/betão ao longo do tempo de exposição. Faz-se, nos sub-capítulos seguintes, a descrição de cada um dos envelhecimentos seguidos.

3.7.1. Ciclos de nevoeiro salino

Os ciclos de nevoeiro salino foram realizados numa câmara ASCOTT S450t que se mostra na Figura 3.15.

Foram adoptados para o envelhecimento acelerado, ciclos diários de 8 horas ininterruptas sob o efeito do nevoeiro salino à temperatura de 35°C seguido de 16 horas de secagem à temperatura de 55°C (ver Figura 3.16).

De acordo com a norma ASTM D1141-90 [169], a salinidade correspondente à salinidade da água do mar deve ser tomada igual a 2,453%, isto é, 24,53g de cloreto de sódio (NaCl) para um litro de água⁶. Com o objectivo de conseguir um ambiente mais severo e mais acelerado do que o proporcionado pela água do mar, a salinidade imposta foi de 5,0%. A solução salina foi, semanalmente, controlada através de um condutivímetro WTW Tetracon 325 tendo-se concretizado uma salinidade média de 4,71% ($\pm 2,24\%$).



Figura 3.15: Câmara de nevoeiro salino (à esquerda) e disposição inicial dos provetes na câmara (à direita).

⁶ Os níveis de salinidade típicos são de 3,5%. Especificamente: 0,7% no Mar Báltico; 3,3% no Mar do Norte; 3,6% no Oceano Índico e no Oceano Atlântico; 3,9% no Mar Mediterrâneo; 4,0% no Mar Vermelho; e no caso extremo do Mar Morto 31,5% [170][170].

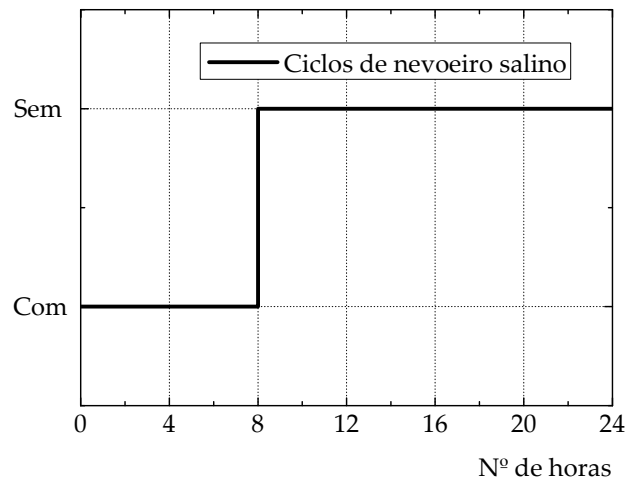


Figura 3.16: Ciclos de nevoeiro salino por cada 24 horas.

3.7.2. Ciclos de marés de água salina

Os ciclos tipo marés foram realizados num sistema com dois tanques e duas bombas hidráulicas que, por intermédio de temporizadores programáveis, impunham os ciclos pretendidos. Na Figura 3.17 mostra-se o sistema dos tanques e bombas hidráulicas.

Os ciclos tipo de marés adoptados para promover o envelhecimento acelerado consistiram na imersão total e durante 3 dias consecutivos dos provetes, seguindo-se uma secagem dos mesmos durante 4 dias em ambiente laboratorial. As características higrotérmicas do laboratório de durabilidade do DEC foram monitorizadas semanalmente, tendo-se verificado uma temperatura ambiente média de $21,6^{\circ}\text{C}$ ($\pm 0,8^{\circ}\text{C}$) e uma humidade relativa média de $61,6\%$ ($\pm 2,4\%$) conforme se mostra pela Figura 3.18.

A temperatura média da água salina registada também com o condutivímetro WTW Tetracon 325, situou-se num patamar idêntico ao da temperatura ambiente, ou seja, igual a $20,1^{\circ}\text{C}$ ($\pm 0,9^{\circ}\text{C}$). A salinidade da água foi também registada verificando-se uma salinidade média de $6,25\%$ ($\pm 1,40\%$). Na Figura 3.19, mostra-se o ciclo semanal adoptado.



Figura 3.17: Tanques e sistema de bombas hidráulicas (à esquerda) e disposição inicial dos provetes num dos reservatórios (à direita).

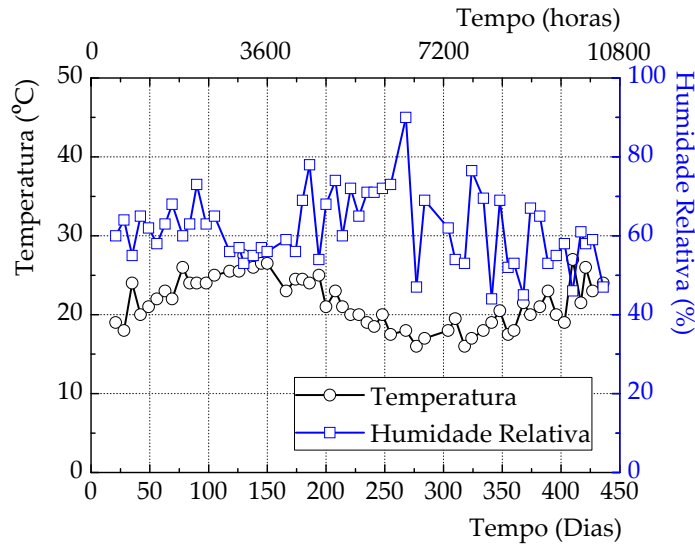


Figura 3.18: Evolução da temperatura e humidade relativa ambiente.

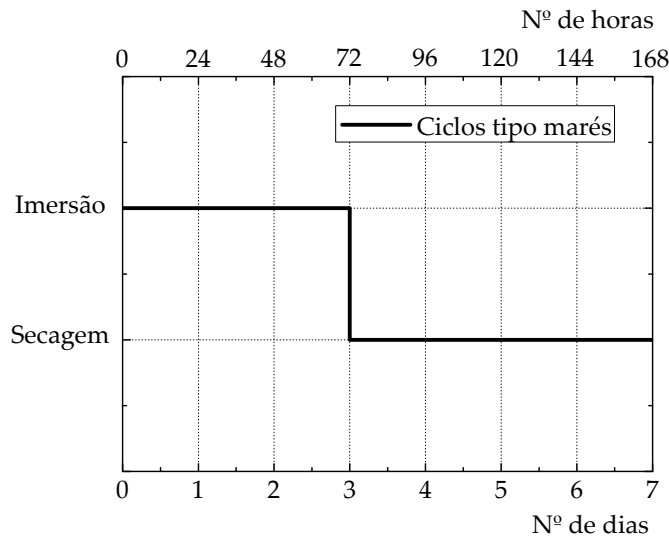


Figura 3.19: Ciclo de marés semanal em água salina.

3.7.3. Ciclos de temperatura

Os ciclos de temperatura foram realizados em duas câmaras climáticas FITOCLIMA 300 e uma câmara de carbonatação FITOCLIMA S600 (sem utilização de gás). Dois tipos de ciclos foram considerados com humidade relativa de 10%: (i) ciclos entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$; e (ii) ciclos entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$. Com o primeiro tipo de ciclo ($+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$) pretendeu-se aproximar a temperatura à temperatura de transição vítrea do compósito, não se tendo podido usar um limite superior mais alto por falta de equipamento disponível. No outro tipo de ciclo (-10°C e $+30^{\circ}\text{C}$), o efeito do gelo e degelo foi o que se pretendeu simular. Na Figura 3.20 mostra-se uma das câmaras climáticas utilizadas.



Figura 3.20: Câmara climática (à esquerda) e disposição inicial dos provetes numa das câmaras (à direita).

Refira-se ainda que, para não impor, no instante da transição de temperatura, um esforço significativo ao equipamento, e em conformidade com as recomendações do fornecedor das câmaras climáticas (Aralab), adoptaram-se dois períodos de transição de temperatura de 10 minutos cada, sem prejuízo para as condições de ensaio. Mostram-se, na Figura 3.21, os ciclos de temperatura adoptados.

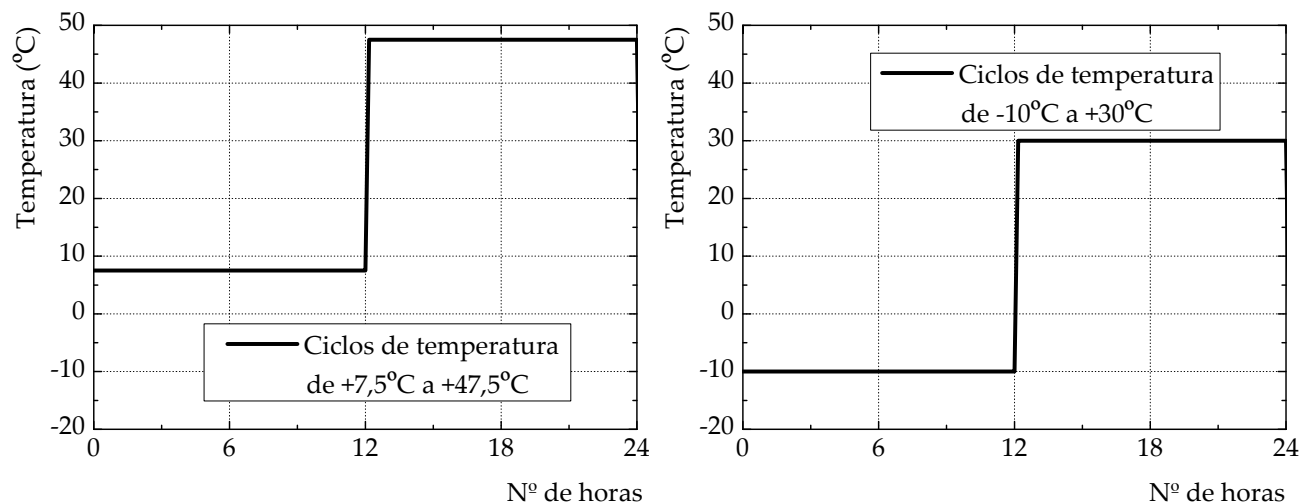


Figura 3.21: Ciclos de temperatura diários de: (i) +7,5°C e +47,5°C; e (ii) -10°C e +30°C.

3.8. Efeitos do envelhecimento acelerado

O efeito do envelhecimento acelerado foi estudado com base em três patamares de envelhecimento: (i) às 3000 horas; (ii) às 5000 horas; e (iii) às 10000 horas. Estes três instantes escolhidos para os ensaios foram mantidos para os ensaios à tracção do compósito de GFRP e para os provetes a ensaiar ao corte e serviram como referência para os ensaios de compressão do betão e para os provetes a ensaiar à flexão de 3 pontos (vigas de secção rectangular). Em cada momento definido, os provetes foram ensaiados e os resultados comparados na sua evolução temporal. A degradação imposta por cada tipo de envelhecimento foi avaliada desse modo.

Faz-se, nos sub-capítulos seguintes, referência aos efeitos produzidos no betão e nos compósitos de GFRP quando submetidos aos envelhecimentos acelerados já descritos na Secção 3.7.

3.8.1. Betão

A acção dos agentes ambientais agressivos sobre o betão pode influenciar o desempenho da ligação GFRP/betão traduzido pela modificação da capacidade em se transmitirem, por aderência, tensões para o reforço exterior de GFRP. Sendo o betão, em geral, o elemento de menor resistência na ligação GFRP/betão, a alteração das propriedades do betão pode ser relevante. Por esse motivo, cubos de betão foram colocados nas diferentes câmaras de envelhecimento para estimar a capacidade resistente de provetes cúbicos à compressão do betão às 5000 e 10000 horas de envelhecimento.

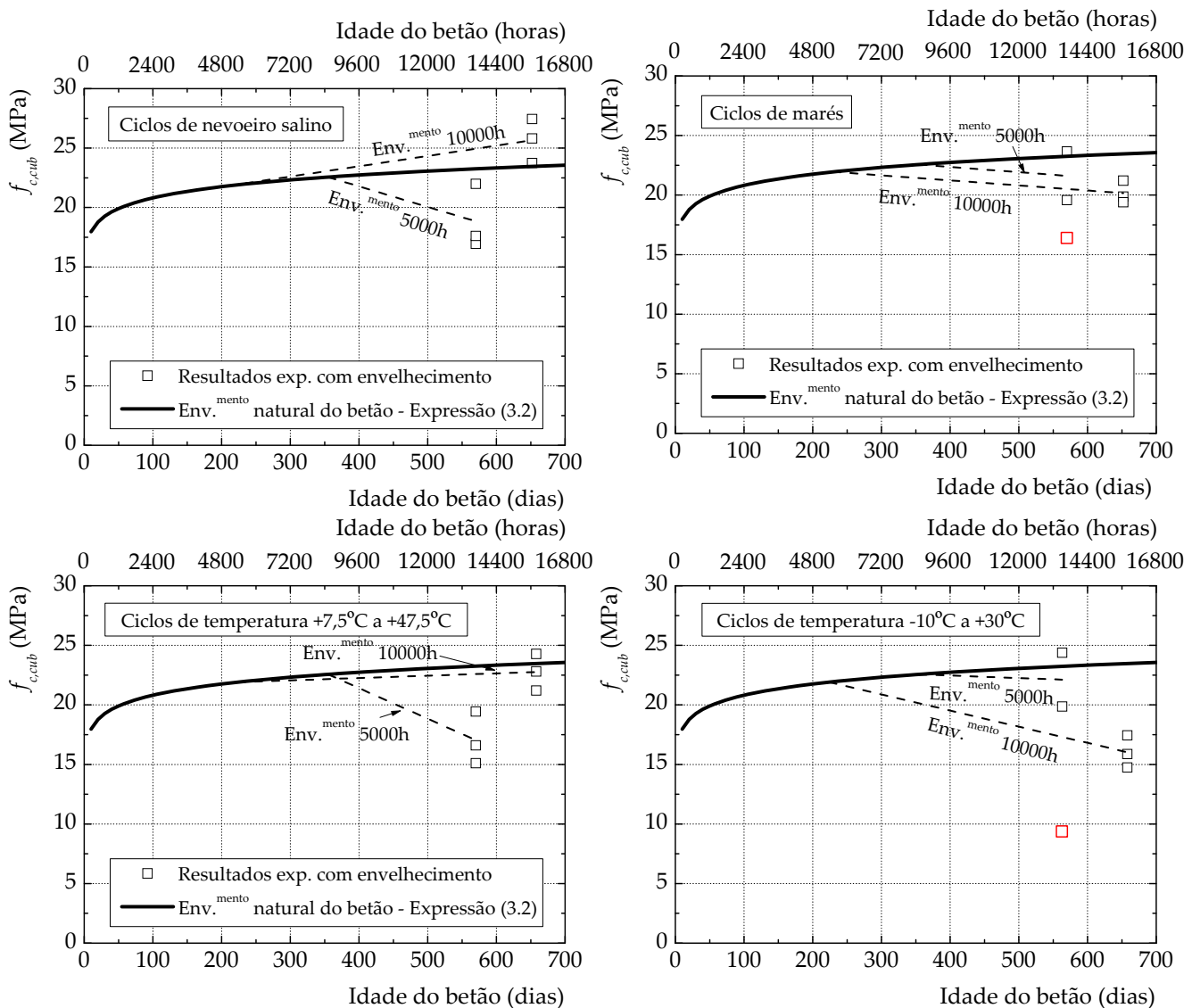


Figura 3.22: Resumo da variação da tensão de compressão máxima do betão sob o efeito dos envelhecimentos estudados.

As tensões de compressão máximas obtidas para os cubos de betão não envelhecidos e envelhecidos às 5000 horas e às 10000 horas em função da idade do betão estão comparadas na Figura 3.22. As linhas a tracejado correspondem à variação da tensão máxima de compressão registada para os dois estágios de envelhecimento aqui considerados. Na generalidade, os ensaios aos cubos envelhecidos acabaram por não traduzir uma degradação progressiva da tensão de compressão máxima. As causas mais prováveis para essa evidência podem ficar a dever-se ao número baixo de provetes disponíveis para a caracterização do betão sujeito aos diferentes ciclos de envelhecimento como também a imperfeições na geometria dos cubos.

Nos sub-capítulos seguintes, faz-se, de uma forma sintética a análise possível retirada dos ensaios à compressão dos cubos de betão submetidos aos envelhecimentos acelerados considerados ao longo deste trabalho.

3.8.1.1. Efeito dos ciclos de nevoeiro salino

O nevoeiro salino pode ter efeitos distintos sobre o betão. Distinguem-se duas situações: (i) o efeito permanente do nevoeiro salino; e (ii) o efeito devido a ciclos de nevoeiro salino. Na primeira situação, apesar das superfícies de betão estarem permanentemente em contacto com os cloretos, estes não cristalizam. Estes ambientes de humidade constante representam uma relativa protecção à exposição aos cloretos já que, a dado momento, se atinge um estado de saturação de sal que a difusão dos cloretos é altamente reduzida. A segunda situação de alternância de ambiente salino e húmido com um ambiente seco é tida como mais gravosa. O ambiente seco permite a cristalização e desenvolvimento dos sais deixados no betão durante o período da humidade salina. É este desenvolvimento dos cristais de sal que, segundo Neville [170], desenvolve forças expansivas no betão e que lhe provoca degradação. De acordo com Coutinho e Gonçalves [171], os ambientes húmidos conferem, inicialmente, um acréscimo nas tensões máximas de ruptura à compressão do betão seguida de um decréscimo. Este decréscimo é, segundo Coutinho e Gonçalves [171], atribuído essencialmente ao abaixamento da energia de fractura do betão, isto é, torna-se necessária uma menor energia por unidade de área para abrir e desenvolver uma fenda, provocado pela absorção de água.

Nos ensaios realizados às 5000 e 10000 horas, verificou-se um aumento na tensão máxima de compressão ao longo do tempo de exposição (veja-se a Tabela 3.13). Este aumento deveu-se, provavelmente, a uma insuficiente secagem durante os ciclos. Nas primeiras 5000 horas, a tensão máxima de compressão manteve-se semelhante à determinada aos vinte e oito dias. Às 10000 horas, verificou-se um aumento em cerca de 38%.

Os resultados obtidos para os ciclos de nevoeiro salino não foram suficientemente capazes de traduzir um comportamento coerente para a degradação do betão já que, não seria expectável que após as primeiras 5000 horas de envelhecimento, e com as acentuadas degradações verificadas, às 10000 horas se registasse um ganho nas propriedades do betão. Estes resultados são, por conseguinte, inconclusivos e requereriam um novo e mais vasto estudo sobre os efeitos do nevoeiro salino.

Tabela 3.13: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de nevoeiro salino.

Cubo		$f_{c,cub}$	$f_{cm,cub}$
Designação	Horas	(MPa)	(MPa)
BETAO-NS-01		16,94	
BETAO-NS-02	5000	17,60	18,84
BETAO-NS-03		21,98	
BETAO-NS-04		23,74	
BETAO-NS-05	10000	27,44	25,66
BETAO-NS-06		25,81	

3.8.1.2. Efeito dos ciclos de marés

Os ciclos de marés em água salina produzem um efeito semelhante ao referido anteriormente para os ciclos de nevoeiro salino. De acordo com Neville [170], dois tipos de acções sobre o betão são identificadas: (i) acções químicas; e (ii) acções físicas. As acções químicas surgem da quantidade de sais que a água do mar possui e essas reacções são tanto maiores quanto maiores forem as concentrações desses sais. De entre as reacções químicas, Neville [170] destaca as reacções originadas pelos iões de sulfato (SO_4^{2-}), de magnésio (Mg^{2+}) e de cloreto (Cl^-) presentes na água. No caso particular dos cloretos, a sua formação e desenvolvimento, podem desenvolver tensões no betão que, potenciam o aparecimento e desenvolvimento de fendas no betão torna-o mais vulnerável ao longo do tempo de exposição a ciclos de marés.

Tabela 3.14: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de marés.

Cubo		$f_{c,cub}$	$f_{cm,cub}$
Designação	Horas	(MPa)	(MPa)
BETAO-MAR-01		28,37	
BETAO-MAR-02	5000	16,37(*)	21,61
BETAO-MAR-03		23,65	
BETAO-MAR-04		21,21	
BETAO-MAR-05	10000	19,87	16,87
BETAO-MAR-06		19,39	

(*) Valor não considerado.

Dos ensaios realizados às 5000 horas e 10000 horas, constatou-se, inicialmente, um aumento da tensão máxima de compressão seguida de um abaixamento desse valor no último estágio de envelhecimento conforme se mostra na Tabela 3.14. Note-se que o provete BETAO-MAR-02 corresponde ao único ensaio desprezado para os ciclos de marés por não se ter obtido uma ruptura cónica do provete cúbico de betão evidenciando, por conseguinte, uma deficiência geométrica do provete.

Comparativamente aos vinte e oito dias, a tensão máxima à compressão às 5000 horas de envelhecimento subiu cerca de 16,2% e, às 10000 horas, verificou-se uma diminuição em cerca de 9,3%.

Em geral, os ciclos de marés permitiram constatar, através dos provetes cúbicos de betão, que a tensão de compressão máxima obtida foi pouco afectada podendo, provavelmente, atribuir-se o aumento verificado às 5000 horas ao melhoramento para as condições de cura do betão durante este período.

3.8.1.3. Efeito dos ciclos de temperatura (+7,5°C a +47,5°C)

Os ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C podem alterar algumas características do betão em especial durante o seu processo de cura. O aumento da temperatura provoca uma aceleração na presa e no endurecimento. No entanto, a velocidade de crescimento da resistência do betão à compressão diminui, traduzindo para idades mais avançadas uma diminuição da resistência final do betão. Por exemplo, uma subida de temperatura de 10°C acima da temperatura ambiente de 21°C pode afectar a tensão máxima de compressão em cerca de 10% do valor inicial aquando da realização do ensaio uniaxial de compressão do betão [171].

Para idades um pouco mais avançadas do betão, o aumento da temperatura no betão desidrata os componentes de cimento ainda hidratados o que provoca alguma retracção no cimento. Ao mesmo tempo, o inerte expande-se obtendo-se duas acções contrárias que originam o aparecimento e desenvolvimento de fendas no betão que reflecte-se pela diminuição da resistência do betão. Para idades mais avançadas do betão em que cujos componentes já se encontram completamente desidratados, apenas as expansões diferenciadas dos agregados e dos restantes componentes do betão podem introduzir tensões no betão.

Dos ensaios realizados, obteve-se uma tensão máxima de compressão às 5000 horas de 17,04MPa verificando-se, às 10000 horas, um aumento desse valor para os 22,76MPa conforme se mostra na Tabela 3.15. Comparando com os ensaios realizados aos vinte e oito dias, a tensão máxima à compressão às 5000 horas de envelhecimento diminuiu cerca de 8,4% e, às 10000 horas, verificou-se um acréscimo em cerca de 22,4%.

Tabela 3.15: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.

Cubo		$f_{c,cub}$	$f_{cm,cub}$
Designação	Horas	(MPa)	(MPa)
BETAO-TV-01		15,10	
BETAO-TV-02	5000	16,60	17,04
BETAO-TV-03		19,44	
BETAO-TV-04		21,20	
BETAO-TV-05	10000	24,28	22,76
BETAO-TV-06		22,80	

Os resultados obtidos não permitem esclarecer uma tendência para a degradação no betão uma vez que, para as segundas 5000 horas de envelhecimento não se esperaria um novo ganho nas propriedades do betão.

3.8.1.4. Efeito dos ciclos de temperatura (-10°C a +30°C)

Os ciclos de temperatura de -10°C e +30°C podem induzir no betão ciclos de gelo e degelo tanto da água que nele existe como também do gelo e degelo da humidade existente no ambiente envolvente. De acordo com Neville [170], diversos ciclos com abaixamento da temperatura até valores negativos, proporcionam um aumento de volume da água congelada e potencia também a migração da água para poros e fendas de muito pequena dimensão. Estas duas condições associadas originam tensões nas porosidades e nas fendas já existentes no betão, provocando o aparecimento de outras novas fendas e desenvolvendo as fendas já existentes. Consequentemente, repetidos ciclos de gelo e degelo produzem um aumento das tensões no betão com todas as consequências que daí provêm. Naturalmente, quanto maior for a saturação do betão, maior é a sensibilidade do betão aos ciclos de gelo e degelo. Segundo Neville [170], a partir de um determinado grau de saturação, o betão é altamente resistente ao congelamento sendo que num betão seco o efeito do congelamento seria totalmente indiferente. Por outras palavras, no caso do betão nunca ser saturado, o risco de se obter uma degradação devido ao efeito dos ciclos de gelo e degelo é bastante reduzido. Este efeito é ainda atenuado quando o betão seca e perde água pois, segundo o mesmo autor, a quantidade de água perdida nunca é repostada nas mesmas quantidades aquando do processo inverso de saturação.

Tabela 3.16: Resistência à compressão dos cubos de betão submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.

Cubo		$f_{c,cub}$	$f_{cm,cub}$
Designação	Horas	(MPa)	(MPa)
BETAO-GD-01		24,38	
BETAO-GD-02	5000	19,86	22,12
BETAO-GD-03		9,42(*)	
BETAO-GD-04		15,87	
BETAO-GD-05	10000	17,44	16,02
BETAO-GD-06		14,74	

(*) Valor não considerado.

Dos três ensaios realizados às 5000 horas, foi desprezado o resultado obtido no provete BETAO-GD-03 por lhe estar associado uma ruptura que se caracterizou pela formação de uma fenda paralela aos pratos da prensa. Nos dois ensaios considerados verificou-se que a tensão máxima de compressão às 5000 horas subiu cerca de 18,9% relativamente ao valor obtido para os vinte e oito dias. Nas 5000 horas seguintes, a tensão máxima de

compressão baixou cerca de 27,6% (13,9% comparativamente aos vinte e oito dias). As resistências à compressão dos cubos de betão estão apresentados na Tabela 3.16.

Os resultados obtidos para as primeiras 5000 horas de envelhecimento revelarem grande dispersão e, uma vez mais, os resultados careceriam de mais ensaios no sentido de se conseguirem aferir, com maior precisão, a efectiva degradação imposta ao betão pelos ciclos de temperatura estudados.

3.8.2. Compósitos de GFRP

Foram realizados 36 provetes planos com compósitos de GFRP divididos em 3 por cada tipo e estágio de envelhecimento. Os provetes foram submetidos ao respectivo envelhecimento e semanalmente, foram pesados e a variação de massa foi registada. As variações assim obtidas foram comparadas com as massas dos provetes planos de referência. Definiu-se um índice de retenção (i) que mede a degradação da propriedade $S(t)$ dos compósitos de GFRP para uma idade de envelhecimento (t_i) relativamente à idade inicial sem envelhecimento (t_0). Os resultados obtidos para o instante t_i são, por conseguinte, comparados com os dos ensaios realizados para os provetes planos de referência (0 horas de envelhecimento) de acordo com a expressão:

$$i = \frac{S(t_i)}{S(t_0)} \times 100 \quad (3.8)$$

em que $S(t_0)$ e $S(t_i)$ representam, respectivamente, o parâmetro do GFRP em análise no instante inicial t_0 e no instante t_i de envelhecimento.

3.8.2.1. Efeito dos ciclos de nevoeiro salino

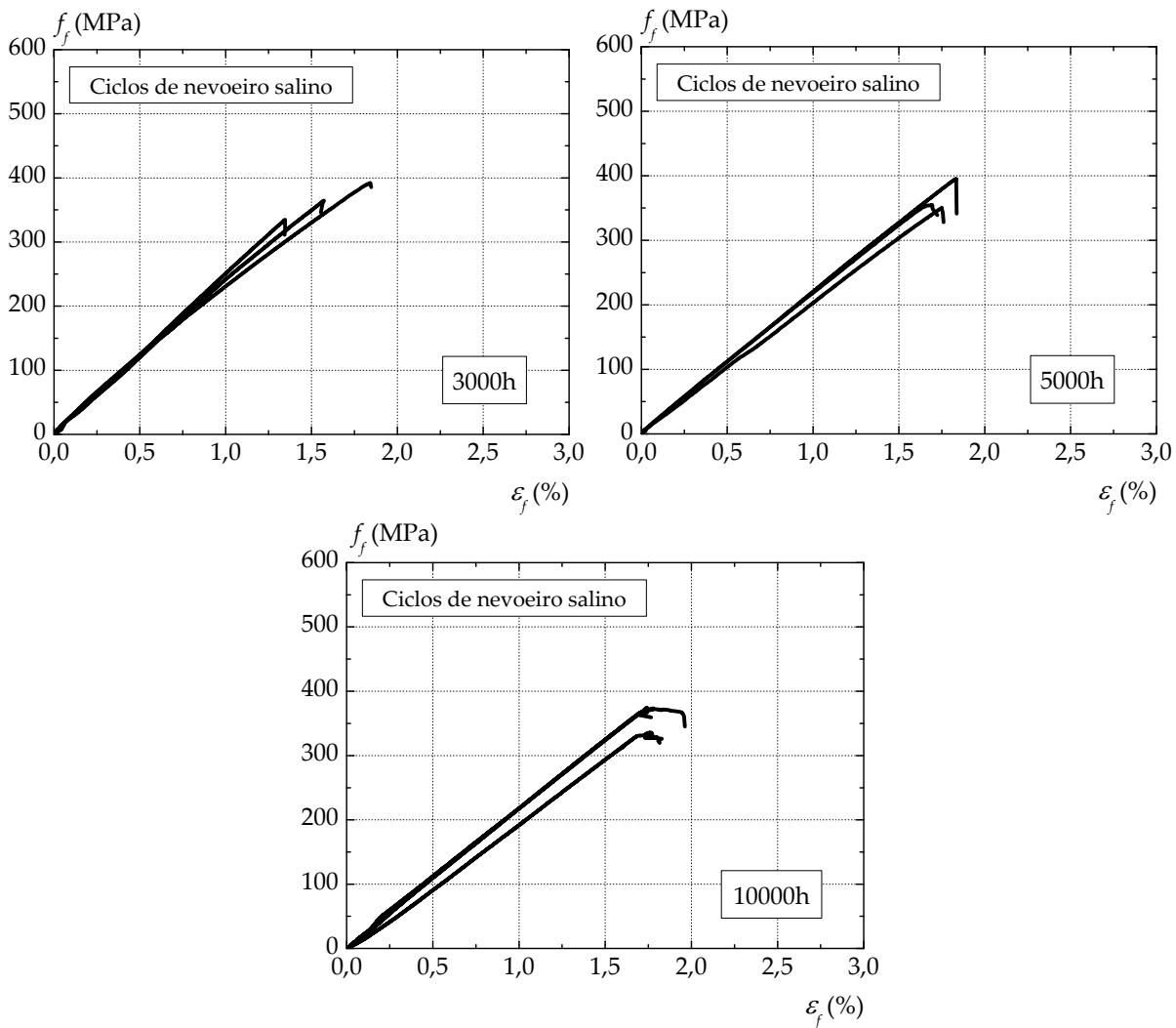
Os ensaios de tracção dos compósitos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino, para os três estágios de envelhecimento, estão representados pelas curvas tensão-deformação na Figura 3.23. Comparativamente aos resultados obtidos para os provetes planos sem envelhecimento, verificou-se uma degradação significativa às 3000 horas. Os resultados encontram-se indicados na Tabela 3.17 onde se pode constatar que os ciclos de nevoeiro salino impostos aos compósitos de GFRP evidenciaram, logo nas primeiras 3000 horas de envelhecimento, um índice de retenção médio da tensão de ruptura de 70,8%. Verifica-se ainda que este índice de retenção se manteve constante durante os outros dois estágios de envelhecimento. Os índices de retenção da extensão na ruptura e do módulo de elasticidade estabilizaram, respectivamente, nos 80,0% e em cerca de 88,0% às 5000 horas de envelhecimento.

Na Figura 3.24, mostram-se as evoluções obtidas para os índices de retenção da tensão de ruptura, da extensão na ruptura e do módulo de elasticidade.

Na Figura 3.25, mostra-se a variação de massa verificada ao longo do tempo de envelhecimento. Analogamente, mostra-se a tensão de ruptura verificada para os provetes podendo constatar-se que a partir, sencivelmente, dos 100 dias de exposição não se registaram mais ganhos de massa nem mais perdas significativas na tensão de ruptura.

Tabela 3.17: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino.

Provetes planos		ε_f	ε_{fm}	i	f_f	f_{fm}	i	E_f	E_{fm}	i
Designação	Horas	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)
GFRP-NS-01		1,34			334,7			24,92		
GFRP-NS-02	3000	1,84	1,59	72,27	392,2	363,8	70,8	21,28	23,13	98,47
GFRP-NS-03		1,57			364,6			23,18		
GFRP-NS-04		1,83			394,8			21,56		
GFRP-NS-05	5000	1,69	1,76	80,00	354,9	366,7	71,4	20,97	20,85	88,76
GFRP-NS-06		1,75			350,6			20,03		
GFRP-NS-07		1,74			374,6			21,51		
GFRP-NS-08	10000	1,76	1,76	80,00	335,9	361,3	70,3	19,09	20,53	87,40
GFRP-NS-09		1,78			373,4			21,01		

**Figura 3.23:** Gráficos tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino.

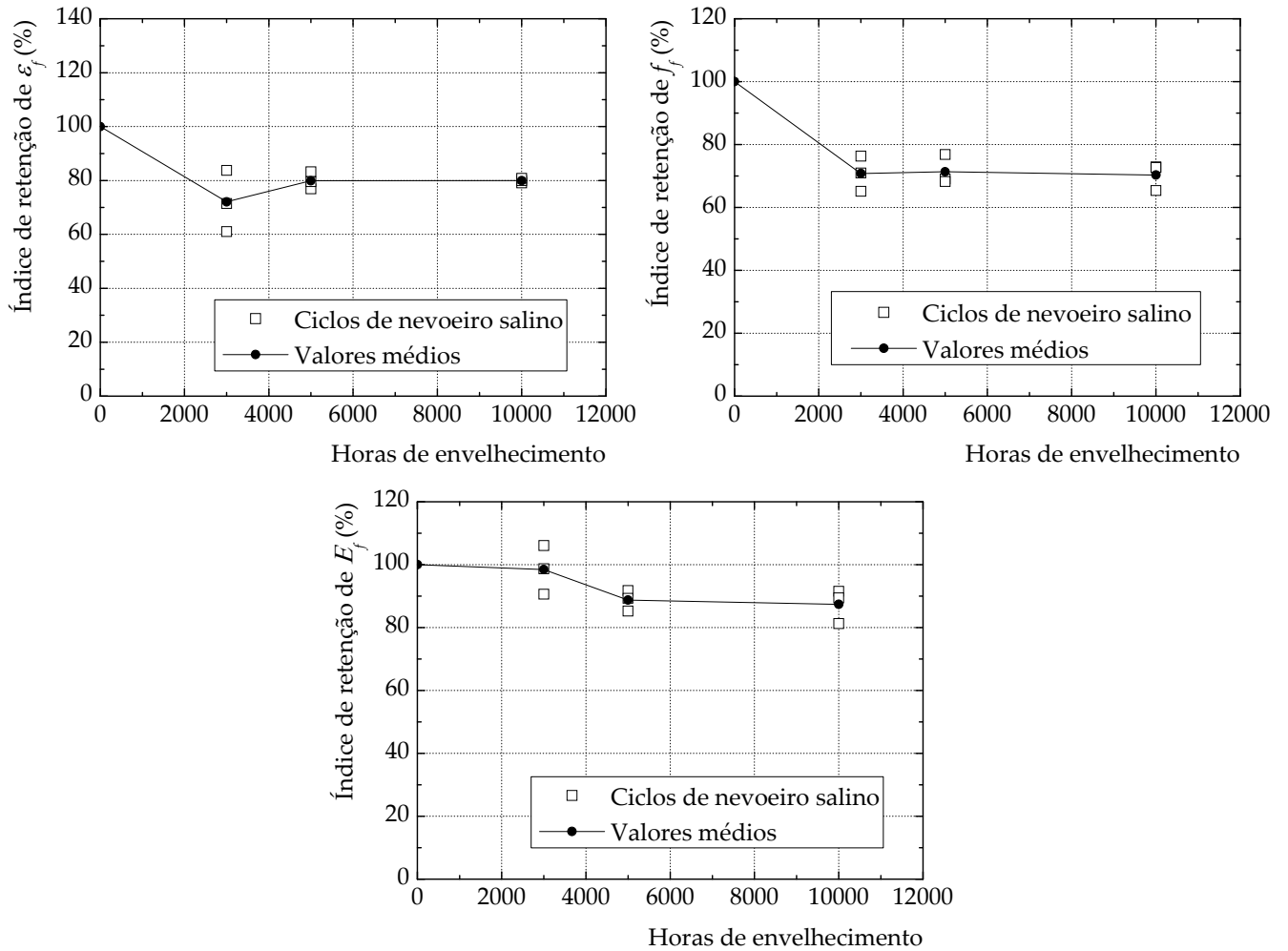


Figura 3.24: Índices de degradação (ϵ_f , f_f , E_f) dos provetes planos submetidos a ciclos de nevoeiro salino.

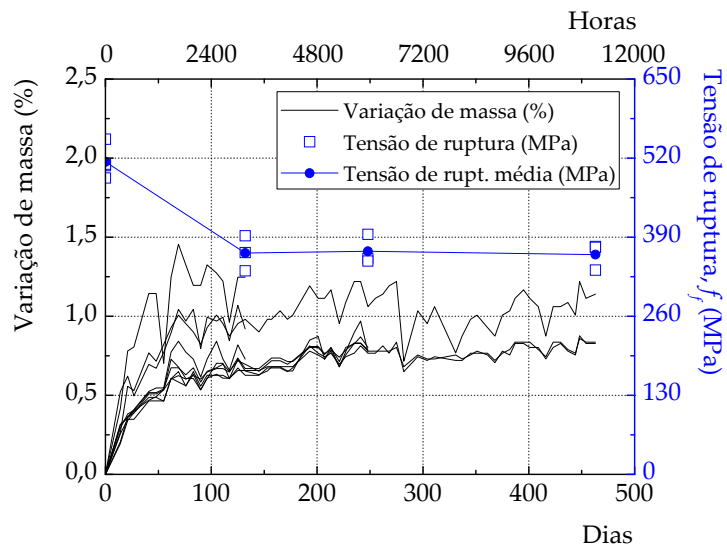


Figura 3.25: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de nevoeiro salino com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes

3.8.2.2. Efeito dos ciclos de marés

Apresentam-se, na Figura 3.26, as curvas tensão-deformação dos ensaios de tracção dos compósitos de GFRP submetidos a ciclos de marés para os três estágios de envelhecimento considerados. Relativamente aos resultados obtidos nos provetes planos sem envelhecimento, verificou-se uma degradação progressiva com o número de horas de envelhecimento. Os resultados aferidos experimentalmente encontram-se indicados na Tabela 3.18 onde se pode constatar que os ciclos de marés impostos aos compósitos de GFRP evidenciaram, ao fim das 10000 horas de envelhecimento, um índice de retenção médio da tensão de ruptura de 78,0%. Este foi aliás, o índice de retenção mais baixo já que, às mesmas 10000 horas de envelhecimento, o índice de retenção da extensão de ruptura e do módulo de elasticidade se situou, respectivamente, nos 93,2% e 83,7%. No decorrer dos ensaios de tracção, constatou-se ainda que em dois ensaios (GFRP-SM-05 e GFRP-SM-09) a ruptura do provete deu-se por descolamento dos *tabs* conforme se mostra na Figura 3.27. Este modo de ruptura não permitiu, por conseguinte, que se atingisse a tensão de ruptura daqueles provetes não se tendo como tal considerado os valores obtidos para a tensão e extensão de ruptura.

Tabela 3.18: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés com água salina.

Provetes planos		ε_f	ε_{fm}	i	f_f	f_{fm}	i	E_f	E_{fm}	i
Designação	Horas	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)
GFRP-MAR-01		2,44			484,9			19,83		
GFRP-MAR-02	3000	2,01	2,24	101,82	383,7	444,1	86,42	19,12	19,79	84,25
GFRP-MAR-03		2,27			463,8			20,42		
GFRP-MAR-04		2,14			442,3			20,69		
GFRP-MAR-05	5000	1,90(*)	2,09	95,00	398,0(*)	431,4	84,0	20,98	20,77	88,42
GFRP-MAR-06		2,04			420,5			20,63		
GFRP-MAR-07		2,02			401,0			19,84		
GFRP-MAR-08	10000	2,08	2,05	93,18	400,7	400,9	78,0	19,23	19,67	83,74
GFRP-MAR-09		1,54(*)			307,8(*)			19,94		

(*) Valor não considerado devido a ruptura por descolamento dos *tabs*.

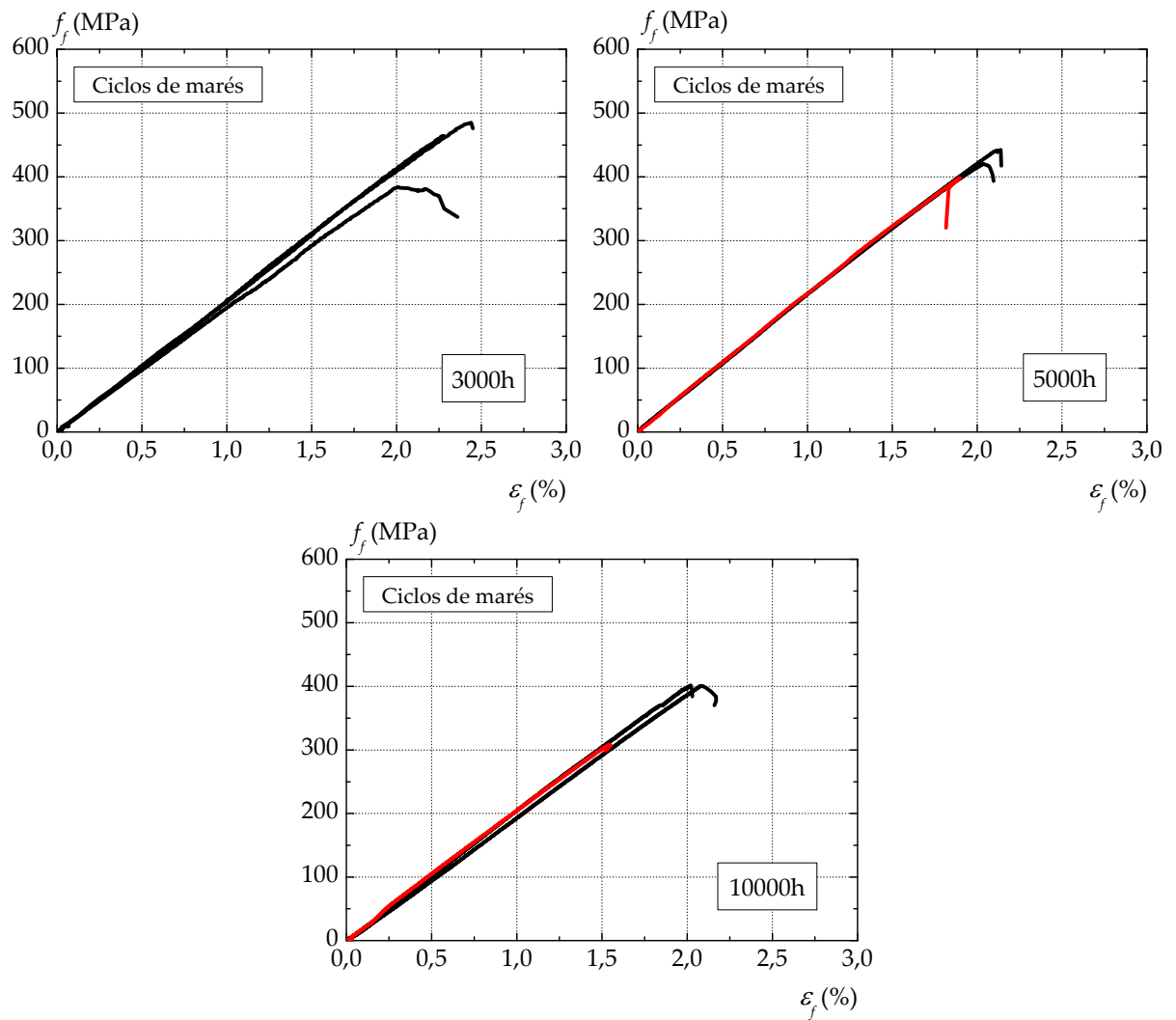


Figura 3.26: Gráfico tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés em água salina.

Na Figura 3.28, mostram-se as evoluções obtidas para os índices de retenção da tensão de ruptura, da extensão na ruptura e do módulo de elasticidade sendo que, a encarnado, evidenciam-se os resultados não considerados devido à ruptura prematura a que já se fez referência anteriormente. No entanto, o módulo de elasticidade do compósito de GFRP, foi considerado por não vir afectado pelo descolamento dos *tabs*.



Figura 3.27: Modo de ruptura por descolamento dos *tabs* do provete plano GFRP-SM-09.

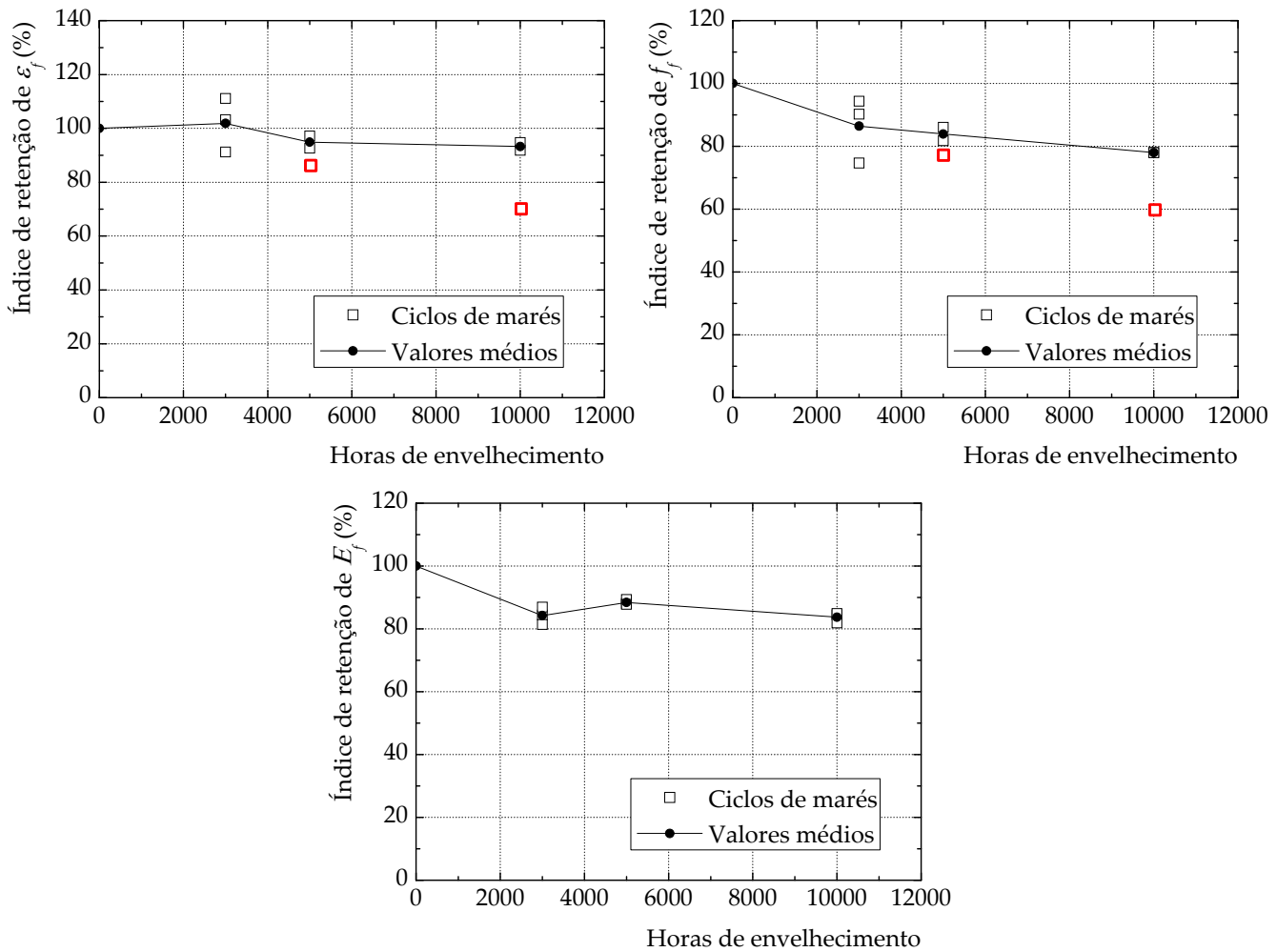


Figura 3.28: Índices de degradação (ε_f , f_f , E_f) dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés em água salina.

No gráfico da Figura 3.29 representa-se, em simultâneo, a variação da massa e da tensão de ruptura dos provetes planos em função do tempo de exposição ambiental. Deste gráfico pode constatar-se que a variação de massa foi aumentando até próximo das 6500 horas de exposição verificando-se um abaixamento desse valor. Analogamente, a tensão de ruptura nos provetes planos baixou sempre tendo-se verificado uma maior redução para as 10000 horas de exposição. Esta redução, conforme se mostra pelo gráfico da Figura 3.29, foi acompanhada por uma redução na massa dos provetes planos que se deverá, provavelmente, a uma lixiviação dos sais ou outros produtos produzidos pelos ciclos de maré impostos aos provetes planos conforme reportado por Lucas [137].

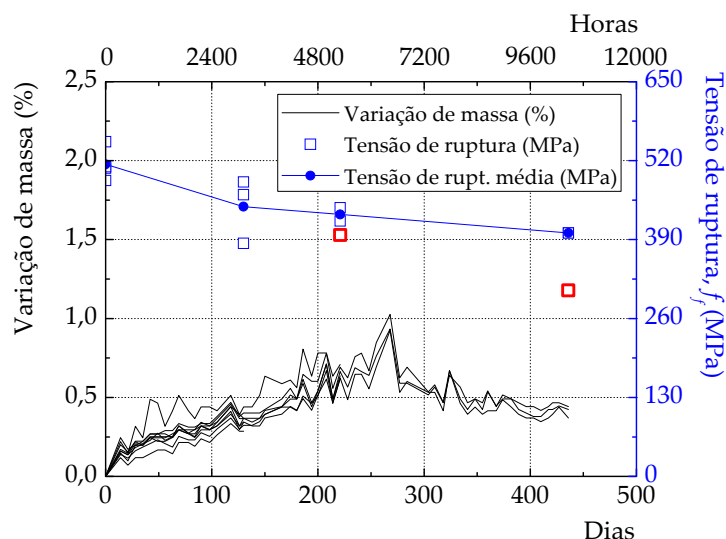


Figura 3.29: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de marés com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.

3.8.2.3. Efeito dos ciclos de temperatura (+7,5°C a +47,5°C)

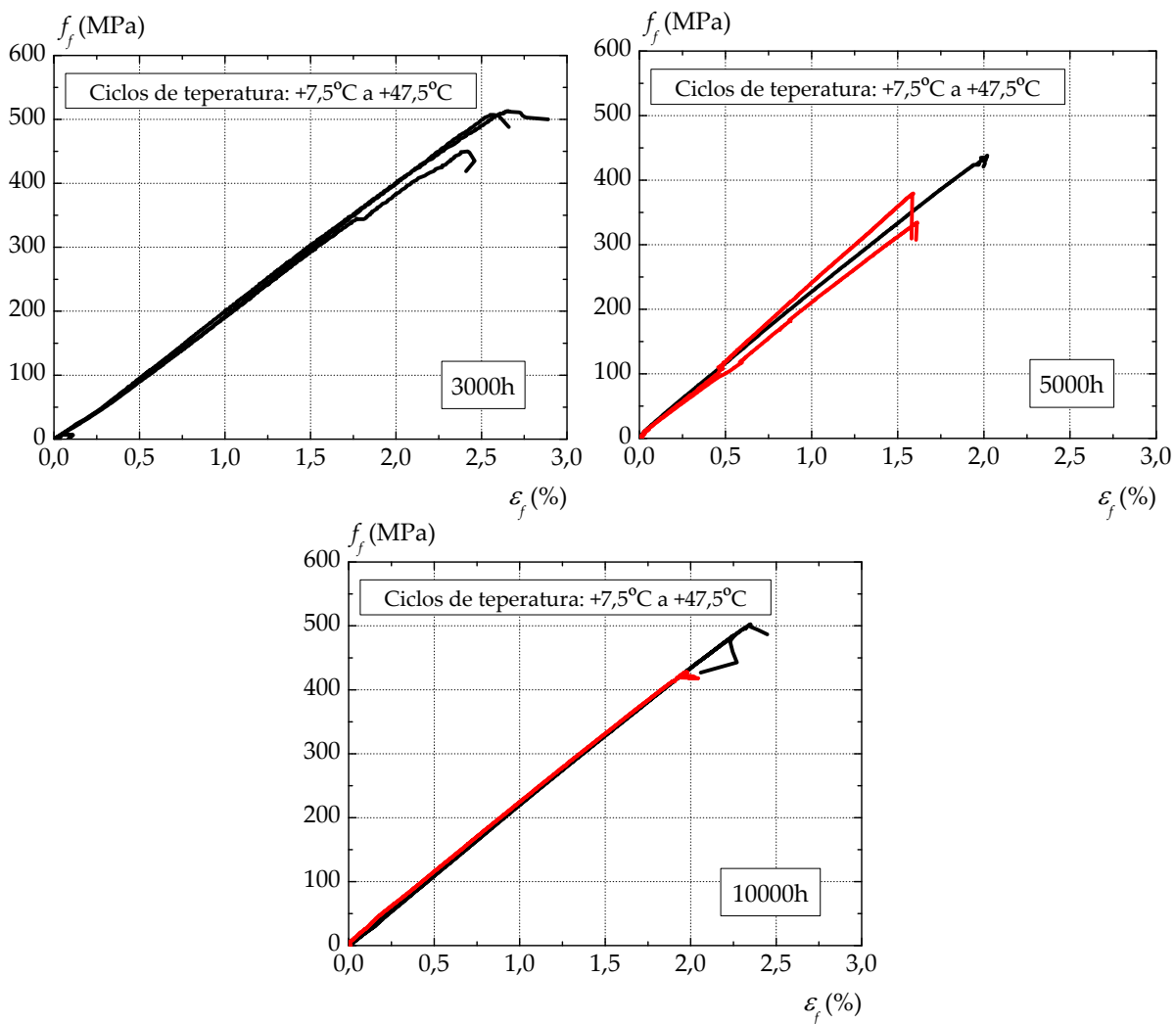
Na Figura 3.30, mostram-se as curvas tensão-deformação dos ensaios de tracção dos compósitos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura entre os +7,5°C e os 47,5°C para os diferentes estágios de envelhecimento considerados. Distinguem-se, na Figura 3.30, as curvas a encarnado pelo modo de ruptura por descolamento dos *tabs* verificado naqueles provetes planos (GFRP-TV-05, GFRP-TV-06 e GFRP-TV-09). Comparando com os resultados obtidos nos provetes planos sem envelhecimento, os resultados não evidenciaram uma clara degradação das propriedades do compósito de GFRP às 3000 horas. Neste estágio de envelhecimento, a extensão média na ruptura aumentou em cerca de 15,9% e a tensão média na ruptura diminuiu cerca de 20,4%. Como consequência, o módulo de elasticidade do compósito de GFRP diminuiu cerca de 18,1%. No estágio seguinte, às 5000 horas de envelhecimento, a extensão média e a tensão média na ruptura diminuíram, respectivamente, cerca de 8,2% e 14,7%. No entanto, a tendência que se registou entre os dois primeiros estágios de envelhecimento foi invertida às 10000 horas. A extensão média na ruptura registada voltou a subir cerca de 13,9% comparativamente com a extensão média na ruptura às 5000 horas. De igual modo, a tensão média na ruptura subiu cerca de 12,7% da tensão média de ruptura verificada às 5000 horas. Os resultados experimentais encontram-se inseridos na Tabela 3.19.

Mostram-se, na Figura 3.31, as evoluções obtidas para os índices de retenção da tensão de ruptura, da extensão na ruptura e do módulo de elasticidade sendo que, a encarnado, evidenciam-se os resultados não considerados devido ao descolamento dos *tabs* dos provetes planos. Uma vez mais, na definição do módulo de elasticidade médio do compósito de GFRP, foram considerados todos os provetes planos ensaiados uma vez que o declive das curvas tensão-deformação desses ensaios não foi afectado conforme se pode ver pelas curvas tensão-deformação da Figura 3.30.

Tabela 3.19: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.

Provetes planos		ε_f	ε_{fm}	i	f_f	f_{fm}	i	E_f	E_{fm}	i
Designação	Horas	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)
GFRP-TV-01		2,57			507,0			19,76		
GFRP-TV-02	3000	2,42	2,55	115,91	450,0	490,1	95,4	18,59	19,24	81,91
GFRP-TV-03		2,65			513,3			19,36		
GFRP-TV-04		2,02			438,3			21,74		
GFRP-TV-05	5000	1,59(*)	2,02	91,82	379,4(*)	438,3	85,3	23,85	22,10	94,08
GFRP-TV-06		1,61(*)			334,3(*)			20,73		
GFRP-TV-07		2,35			502,5			21,39		
GFRP-TV-08	10000	2,26	2,30	104,55	485,7	494,1	96,2	21,55	21,53	91,66
GFRP-TV-09		1,98(*)			427,9			21,64		

(*) Valor não considerado devido a ruptura por descolamento dos tabs.

**Figura 3.30:** Gráfico tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.

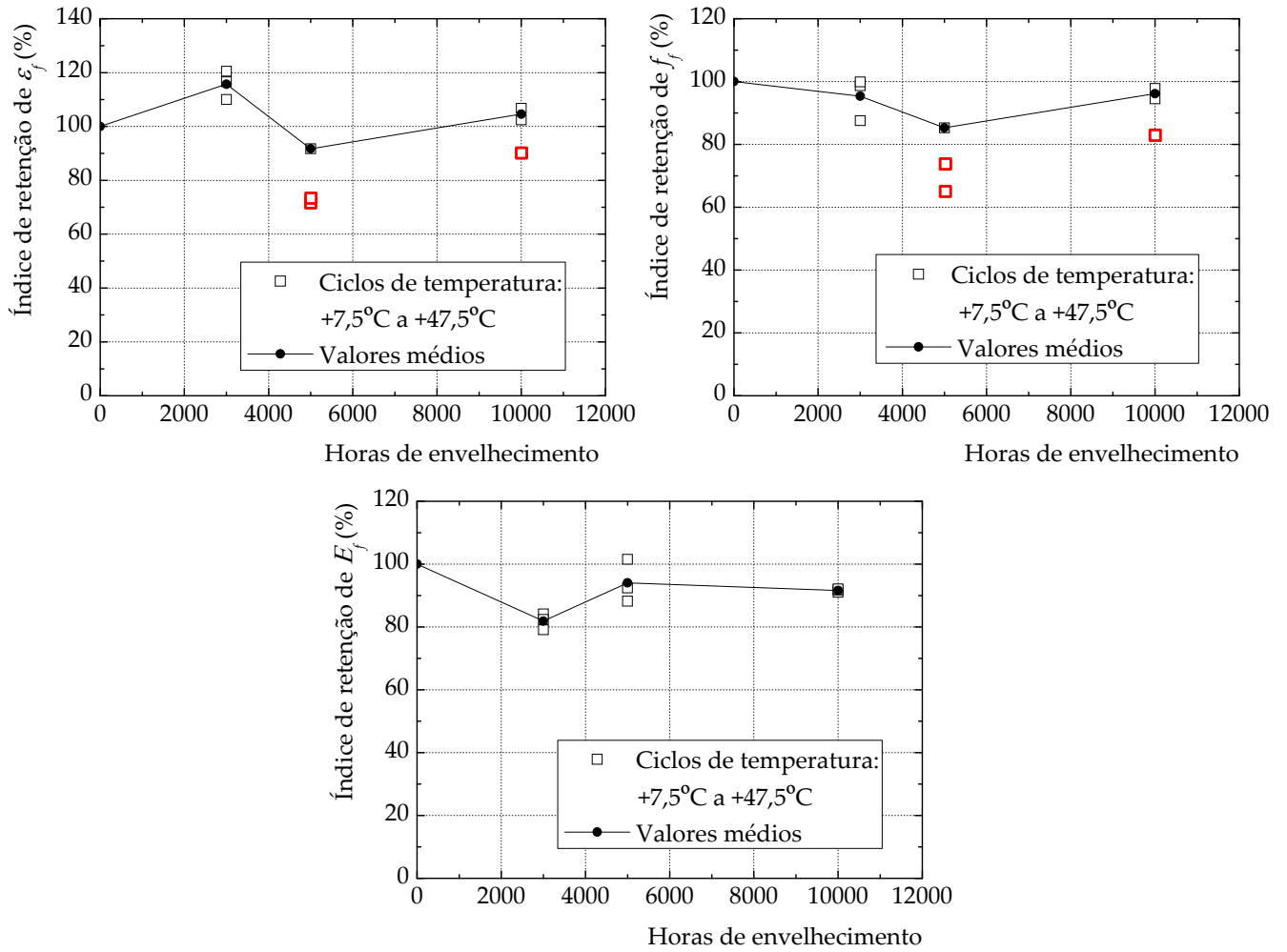


Figura 3.31: Índices de degradação (ϵ_f , f_f , E_f) dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C.

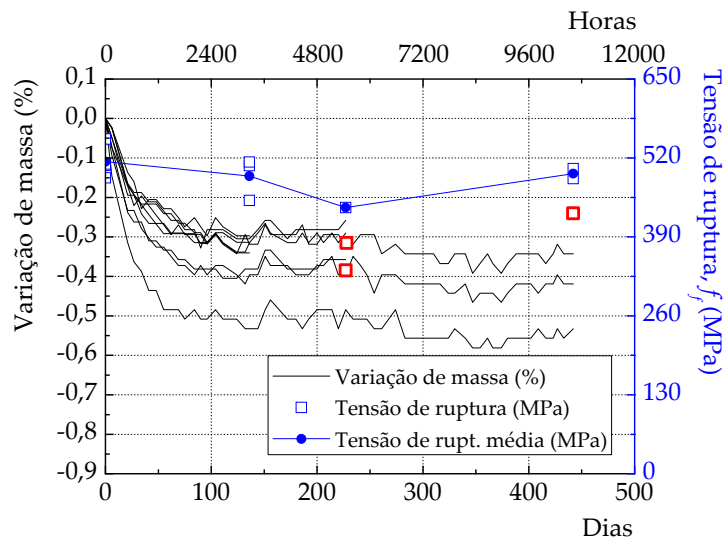


Figura 3.32: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de +7,5°C e +47,5°C com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.

No gráfico da Figura 3.32 mostra-se a variação da massa e a tensão de ruptura dos provetes planos em função do tempo de exposição ambiental. Contrariamente aos envelhecimentos anteriores, os provetes planos perderam massa a partir das 2400 horas de exposição. Esta perda deve-se, provavelmente, à perda de humidade existente na resina dos provetes planos. Apesar da tensão de ruptura às 5000 horas ter diminuído acentuadamente, esta constatação baseia-se em apenas um provete plano de GFRP uma vez que os outros dois tiveram um descolamento prematuro dos *tabs* durante o ensaio. Qualitativamente, pode-se afirmar que a perda de massa verificada foi também acompanhada por uma perda de capacidade resistente dos provetes planos.

3.8.2.4. Efeito dos ciclos de temperatura (-10°C a +30°C)

As curvas tensão-deformação dos ensaios de tracção dos compósitos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura entre os -10°C e os +30°C para os diferentes estágios de envelhecimento considerados estão representados na Figura 3.33.

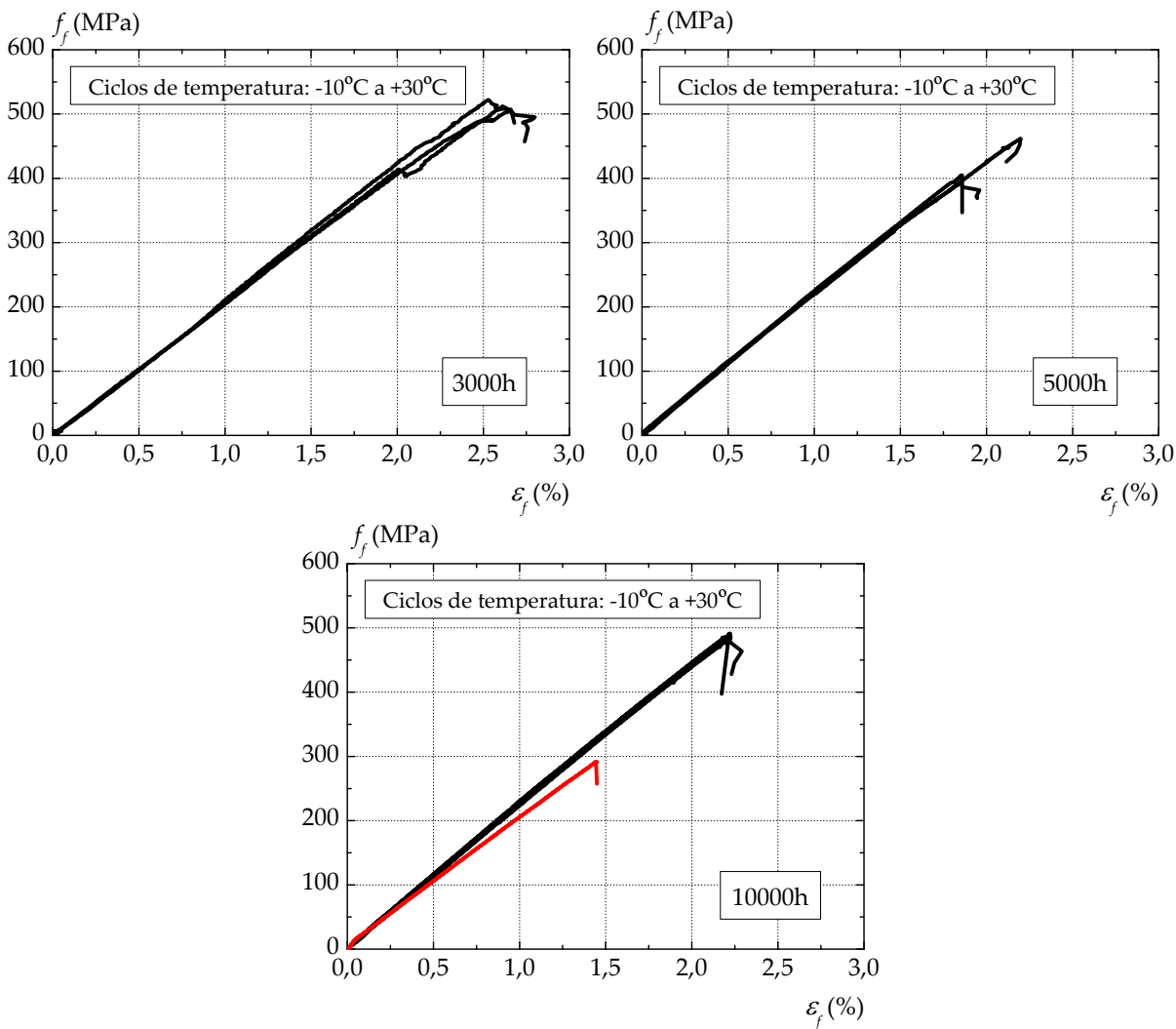


Figura 3.33: Gráfico tensão-deformação dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.

No gráfico relativo ao último estágio de envelhecimento, a curva a encarnado representa, uma vez mais, o ensaio cujo modo de ruptura foi atribuído ao descolamento dos *tabs* verificado naquele provete plano (GFRP-GD-09). Relativamente aos resultados obtidos nos provetes planos sem qualquer envelhecimento, os resultados obtidos são, qualitativamente, muito semelhantes aos obtidos nos ciclos de temperatura de +7,5°C a +47,5°C: aumento da extensão média de ruptura às 3000 horas com decréscimo acentuado às 5000 horas e aumentando novamente no último estágio de envelhecimento para um valor próximo do valor obtido às 0 horas. A tensão média na ruptura às 3000 horas também foi muito pouco afectada e o maior índice de retenção foi encontrado para as 5000 horas (84,3%). O valor do módulo de elasticidade médio do compósito de GFRP diminuiu cerca de 15,9% às 3000 horas sendo que nos estágios seguintes, às 5000 e 10000 horas, apresentou uma diminuição até 9,2%. Os resultados experimentais podem ser encontrados na Tabela 3.20.

Tabela 3.20: Caracterização dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e +30°C.

Provetes planos		ε_f	ε_{fm}	i	f_f	f_{fm}	i	E_f	E_{fm}	i
Designação	Horas	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(MPa)	(%)
GFRP-GD-01		2,53			522,4			20,67		
GFRP-GD-02	3000	2,66	2,60	118,18	504,7	513,0	99,8	19,00	19,76	84,12
GFRP-GD-03		2,61			512,0			19,61		
GFRP-GD-04		2,20			461,3			21,01		
GFRP-GD-05	5000	1,85	2,03	92,27	393,2	419,7	84,3	21,23	21,35	90,89
GFRP-GD-06		1,86			404,8			21,81		
GFRP-GD-07		2,22			491,5			22,11		
GFRP-GD-08	10000	2,20	2,21	100,46	479,9	485,7	94,5	21,81	21,33	90,81
GFRP-GD-09		1,45(*)			291,1(*)			20,06		

(*) Valor não considerado devido a ruptura por descolamento dos *tabs*.

Na Figura 3.34 mostram-se as evoluções obtidas para os índices de retenção da tensão de ruptura, da extensão na ruptura e do módulo de elasticidade sendo que, a encarnado, é dada relevância ao ensaio não considerado devido ao descolamento dos *tabs* do provete plano GFRP-DS-09. Apesar do módulo de elasticidade obtido para este provete ser ligeiramente mais baixo que nos restantes, o seu valor foi considerado.

Na Figura 3.35 mostra-se a variação da massa e a tensão de ruptura dos provetes planos em função do tempo de exposição ambiental. Com este tipo de envelhecimento os provetes planos perderam massa, aproximadamente, a partir das 7200 horas de exposição. Esta estabilização da massa dos provetes planos tão tardia (comparativamente aos restantes envelhecimentos) pode ficar a dever-se pela perda de humidade também mais lenta uma vez que durante a fase de temperatura negativa de -10°C a perda de humidade na resina deverá ficar suspensa e voltará a reiniciar-se durante a fase de temperatura positiva de +30°C.

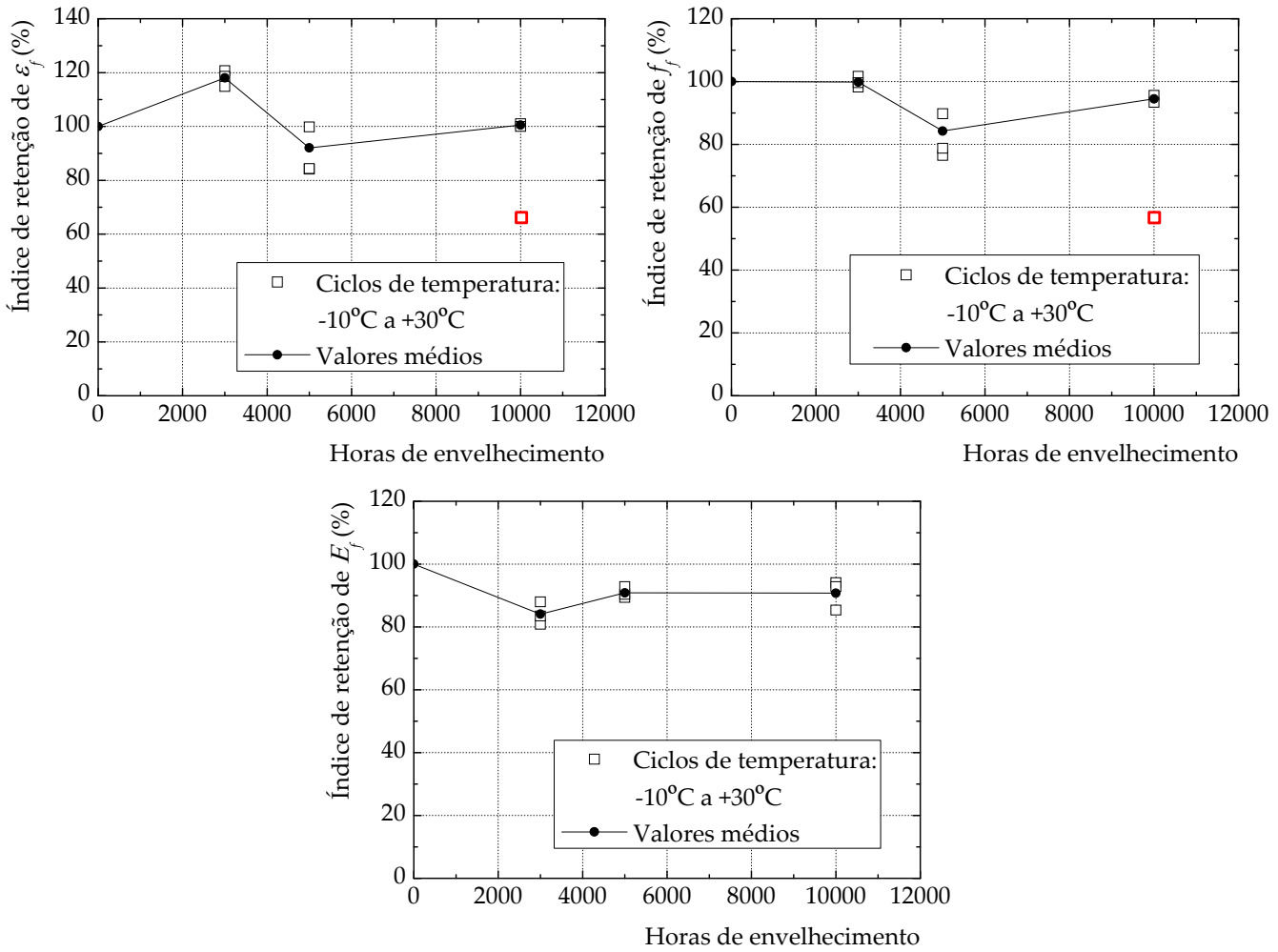


Figura 3.34: Índices de degradação (ϵ_f , f_f , E_f) dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e $+30^\circ\text{C}$.

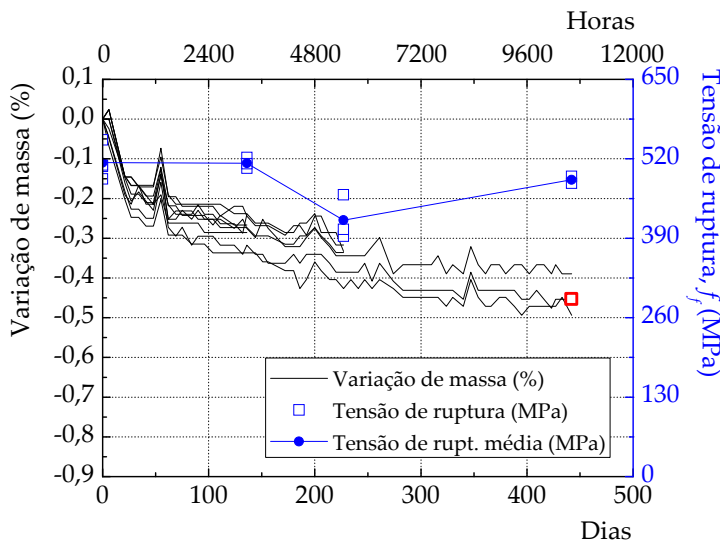


Figura 3.35: Variação da massa dos provetes planos de GFRP submetidos a ciclos de temperatura de -10°C e $+30^\circ\text{C}$ com a idade de exposição e tensão de ruptura dos provetes.

Capítulo 4

Ensaio de corte duplo

4.1. Introdução

Neste capítulo apresentam-se os ensaios de corte realizados no laboratório de estruturas do DEC. Com estes ensaios pretendeu-se:

- (i) avaliar a degradação da ligação GFRP/betão aos agentes ambientais;
- (ii) definir critérios de ruptura da ligação sem e com envelhecimento imposto através de diferentes agentes ambientais.

Diversos autores [62, 63, 92, 103, 107, 108, 128, 130] têm estudado o comportamento da ligação ao nível das zonas de amarração em vigas reforçadas com compósitos de FRP. Contudo, o efeito da degradação dos agentes ambientais na ligação têm sido pouco estudados. A variação das propriedades afectas à ligação provocadas pela degradação da ligação vai afectar as tensões de aderência entre os materiais, o comprimento de transferência da ligação e a força máxima transmitida ao compósito de FRP. Consequentemente, tais variações poderão condicionar o dimensionamento do reforço e deverão ser tidos em consideração na verificação de segurança. O critério de ruptura da ligação pode igualmente variar em função do seu nível de degradação, sendo crucial observar o comportamento dos parâmetros característicos da ligação face ao nível de degradação existente na mesma.

No presente capítulo, apresentam-se, discutem-se e interpretam-se os resultados obtidos experimentalmente dos ensaios de corte tentando, sempre que possível, propor metodologias para o dimensionamento das zonas de ancoragem destes sistemas de GFRP.

4.2. Considerações analíticas

Para se modelar uma ligação entre um elemento estrutural de betão armado exteriormente reforçado com um compósito de FRP consideram-se as expressões:

$$d\sigma_f(x) - \frac{\tau(x)}{t_f} dx = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{d^2s}{dx^2} - \frac{\tau(s)}{E_f \cdot t_f} = 0 \quad (4.2)$$

que foram anteriormente deduzidas no Capítulo 2. Estas expressões assumem que o FRP tem um comportamento constitutivo elástico e linear e que a aderência está associada apenas às tensões de corte (no plano da interface), o que se traduz pela hipótese de que as tensões perpendiculares ao plano da interface ($\sigma_n(x)$) representadas na Figura 4.1, são nulas.

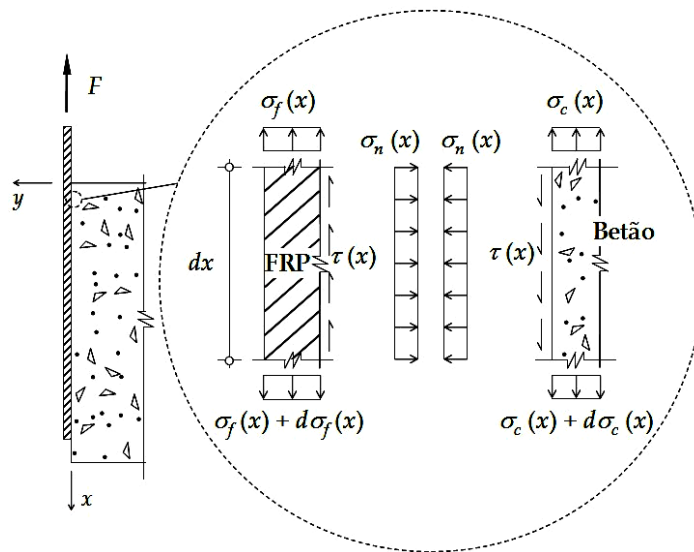


Figura 4.1: Tensões na ligação FRP/betão [65].

A solução de (4.2) é, conforme se fez referência no Sub-Capítulo 2.5, dependente da aproximação da lei de *bond-slip* adoptada. Por simplicidade na resolução desta expressão, adoptam-se aproximações *bond-slip* do tipo linear ou bi-linear conforme se mostra na Figura 4.2. O troço linear ascendente da Figura 4.2a deve-se essencialmente à conjugação de comportamentos praticamente lineares do betão e do GFRP aquando da imposição de forças de corte baixas na ligação entre ambos os materiais. O aumento da força de corte na ligação proporciona o aparecimento de fendas no betão dando origem, após atingir-se a tensão de aderência máxima, a um tramo descendente na lei *bond-slip* da ligação. Este tramo descendente é, de acordo com Neubauer and Rostásy [103], altamente dependente da tensão de tracção do betão devido à iniciação e propagação da fendilhação. Como o tramo ascendente da Figura 4.2a tem uma inclinação muito acentuada quando comparada com a inclinação do tramo descendente, o tramo descendente que se mostra na Figura 4.2b pode ser aproximado à inclinação do tramo descendente da Figura 4.2a. Ambos os troços pretendem traduzir uma aproximação ao comportamento não-linear do betão [63, 103, 172-174].

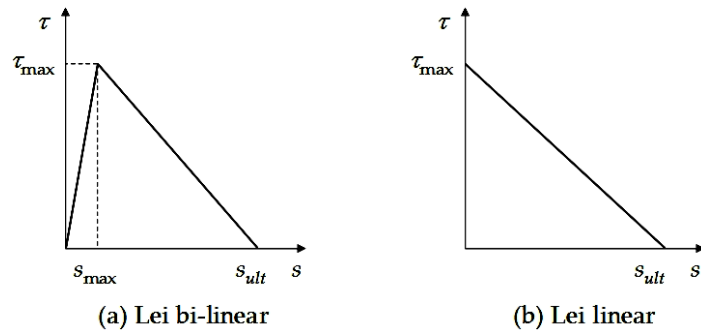


Figura 4.2: Leis *bond-slip* do tipo bi-linear (à esquerda) e linear (à direita) [65].

A solução para o troço linear ascendente representado na Figura 4.2a foi feita no Sub-Capítulo 2.5.2 e a solução para o troço linear descendente representado na Figura 4.2a pode ser encontrada no Apêndice A.3.

Na Figura 4.3 mostra-se a distribuição qualitativa das distribuições do deslizamento (s), extensão (ε_f) e tensão longitudinal do FRP (σ_f) e da tensão de aderência (τ) ao longo do comprimento de colagem (L_b). O comportamento da ligação pode ser brevemente descrito de acordo com o seguinte: no início, algures entre o ponto inicial e o ponto B , diga-se no ponto A da lei *bond-slip*, a aderência tem um comportamento linear até que se atinja o ponto B . Ao atingir-se o ponto B , a tensão de aderência máxima é alcançada na secção de FRP para $x=0$ e daí em diante, diga-se no ponto C da lei *bond-slip*, a tensão de aderência tende a diminuir no ponto $x=0$. Por conseguinte, a tensão de aderência máxima ocorrerá numa outra secção de FRP qualquer mais afastada do ponto $x=0$. Ao esgotar-se na sua totalidade a tensão de aderência no ponto $x=0$ (ponto D da lei *bond-slip* representada na Figura 4.3), deixa-se de conseguir aumentar o valor da força F transmitida ao FRP e nessa altura a tensão de aderência máxima é atingida no ponto $x=L_t$ definindo-se assim o comprimento de transferência da ligação FRP/betão. A partir deste momento, qualquer incremento de força F que se pretenda impor à ligação torna-se impossível de conseguir já que, um incremento de força, produzirá um descolamento contínuo do compósito de FRP ao longo do comprimento de colagem (desde o ponto D até ao ponto E), promovendo uma translação do comprimento de transferência para a parte final do comprimento de colagem conforme se mostra pela Figura 4.3. O comprimento de transferência vem então calculado a partir da imposição de tensão de aderência nula na secção de $x=0$ e cuja expressão fica definida por:

$$L_t = \frac{\pi}{2\alpha_u} \text{ com } \alpha_u^2 = \frac{\tau_{\max}}{s_{ult} \cdot t_f \cdot E_f} \quad (4.3)$$

A expressão (4.3) é similar à expressão proposta pelo Boletim 14 da fib [116] definida por:

$$L_t = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}} \quad (4.4)$$

A diferença entre as expressões (4.3) e (4.4) reside na substituição do declive da lei de *bond-slip* do tipo linear representada na Figura 4.2 à direita pela resistência à tracção do betão de acordo com a expressão:

$$f_{ctm} = \frac{4\tau_{\max}}{c_2 \cdot \pi^2 \cdot s_{ult}} \quad (4.5)$$

onde c_2 é, de acordo com Neubauer e Rostásy [103], uma constante de valor igual a 2 para o caso do CFRP.

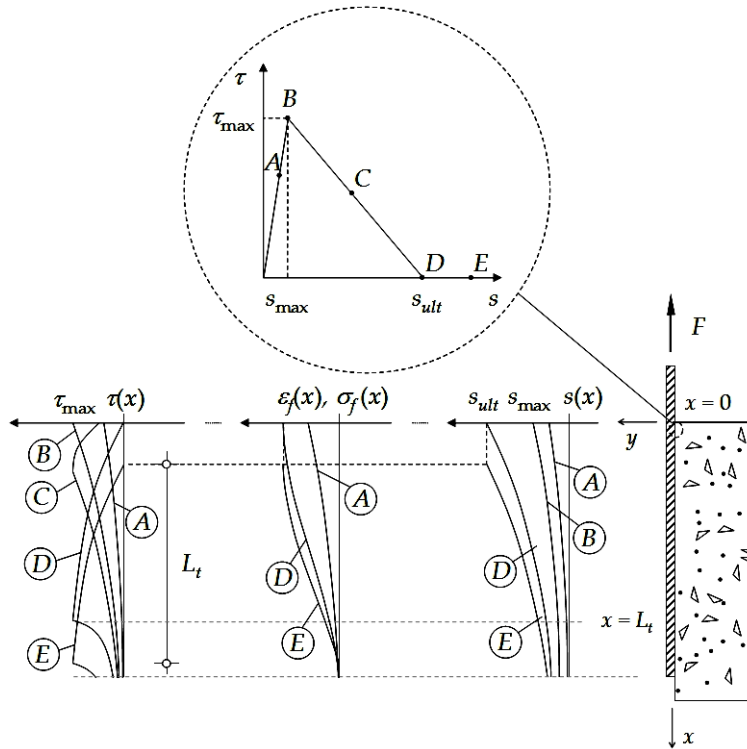


Figura 4.3: Representação qualitativa das distribuições do deslizamento (s), extensão (ϵ_f), tensão longitudinal (σ_f) e tensão de aderência (τ) ao longo do comprimento de colagem (L_b) [65].

No caso do GFRP, o valor de c_2 foi objecto de estudo noutra trabalho [18], tendo-se verificado que fazendo $c_2=0,8$ se conseguia estimar o comprimento de transferência da ligação GFRP/betão em vigas de betão armado submetidas a flexão de 4 pontos. Note-se que, em ambos os casos, o valor de c_2 não diz respeito a ligações sujeitas a envelhecimentos artificiais acelerados. Deste modo, o declive da lei *bond-slip* representada na Figura 4.2 da direita é, de acordo com Neubauer e Rostásy [103] e de acordo com o trabalho desenvolvido anteriormente [18] expresso, respectivamente, pelas expressões:

$$\frac{\tau_{\max}}{s_{ult}} = \frac{\pi^2}{2} \cdot f_{ctm} \quad (\text{no caso do CFRP}) \quad (4.6)$$

$$\frac{\tau_{\max}}{s_{ult}} = \frac{\pi^2}{5} \cdot f_{ctm} \quad (\text{no caso do GFRP}) \quad (4.7)$$

Se se assumir que a tensão de aderência média (τ_{med}) pode ser determinada por:

$$\tau_{med} = \frac{F}{b_f \cdot L_b} \quad (4.8)$$

onde b_f é a largura do GFRP e L_b o comprimento de colagem, pode cometer-se um erro significativo na determinação da tensão de aderência máxima ao supor-se uma distribuição uniforme das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem. A máxima força transmitida ao FRP pode ser calculada integrando as tensões de aderência ao longo do comprimento de transferência (L_t) de acordo com:

$$F_{max} = b_f \int_0^{L_t} \tau(x) dx \quad (4.9)$$

e que, ao considerar-se o comprimento de colagem (L_b) resultaria uma força máxima muito diferente nos casos em que o comprimento de colagem é muito maior que o comprimento de transferência ($L_b \gg L_t$).

Com a finalidade de determinar a relação entre a tensão máxima e a tensão média de aderência deduziram-se as expressões:

$$\frac{\tau_{max}(x=0)}{\tau_{med}} = \frac{\pi}{2} \cdot \kappa \cdot \coth\left(\frac{\pi}{2} \cdot \kappa\right) \text{ com } \kappa = \frac{L_b}{L_t} \quad (4.10)$$

$$\frac{\tau_{max}(x=L_t)}{\tau_{med}} = \frac{\pi}{2} \cdot \kappa \cdot \frac{1}{\left| \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \kappa\right) \right|} \text{ com } \kappa = \frac{L_b}{L_t} \quad (4.11)$$

com base na considerações lineares da interface referidas anteriormente. Para tal, divide-se a tensão máxima de aderência que se obtém a partir da lei *bond-slip* do tipo linear com ramo apenas ascendente pela tensão de aderência média, resultando a expressão (4.10). Fazendo de igual modo agora, para a lei *bond-slip* do tipo linear com ramo apenas descendente, obtém-se a expressão (4.11). Em ambos os casos, o valor da tensão de aderência máximo deverá resultar o mesmo uma vez que a tensão máxima que a ligação deve desenvolver nunca poderá ser superior ou inferior àquela definida pela lei *bond-slip*. A Figura 4.4 mostra, graficamente, as expressões (4.10) e (4.11).

Da aplicação das expressões (4.10) e (4.11), fez-se um levantamento bibliográfico de diversos trabalhos [17, 18, 63, 66, 85, 88, 90, 91, 93, 111, 137, 175, 176] e estimou-se a tensão de aderência máxima obtida por estas equações com as obtidas pelos diferentes autores. Os resultados foram assim dispostos num gráfico que relaciona a tensão de aderência máxima obtida pelos autores ($\tau_{max}^{(a)}$) e a tensão de aderência máxima (τ_{max}) obtida pela metodologia exposta anteriormente tendo-se assumido para o parâmetro β como a média resultante das expressões (4.10) e (4.11) com excepção para valores superiores a $\kappa > 1,6$ para os quais se assumiu apenas a expressão (4.10) (vide Figura 4.4). Os resultados mostram que, no caso do CFRP, as tensões de aderência máximas obtidas nos ensaios realizados por Mendes [175] ficam sempre aquém dos valores estimados. Isto explica-se pelo facto do autor recorrer a uma monitorização do reforço com poucos extensómetros. De facto, a obtenção das tensões de aderência máximas baseia-se na

leitura de extensões entre extensômetros consecutivos (veja-se o capítulo seguinte) assumindo que entre extensômetros as tensões de aderência são médias. Assim, ao monitorizar o compósito com poucos extensômetros (maiores distâncias entre extensômetros) está-se a determinar tensões de aderência máximas mais baixas do que as reais. No trabalho de Mendes [175] estas distâncias foram de 100mm o que, em provetes de betão armado colados com CFRP com comprimento de colagem igual a 250mm, é muito pouco. Por conseguinte, da leitura de apenas três extensômetros as tensões de aderência quando comparadas com outros trabalhos similares [17, 63, 66, 88, 91, 111] são francamente mais baixas.

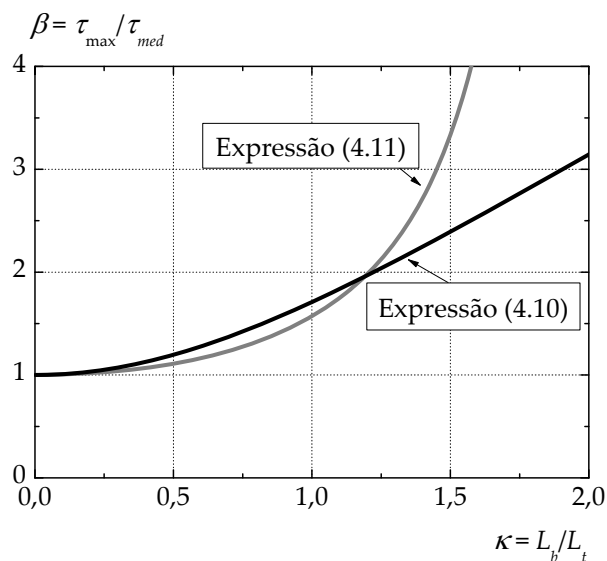


Figura 4.4: Relação entre o quociente das tensões de aderência máxima e média ($\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$) e o quociente entre os comprimentos de colagem e o de transferência (L_b/L_t) [65].

No caso dos resultados obtidos por Cao *et al.* [91], as tensões de aderência máximas da ligação CFRP/betão apresentadas pelos autores são, de forma geral, sub-estimadas pela metodologia apresentada. Porém, é importante referir que, neste caso, os autores não apresentaram os valores da tensão de aderência máxima obtida, mas em contrapartida apresentaram os valores obtidos para a relação entre a tensão de aderência máxima e o correspondente deslizamento (τ_{\max}/s_{\max}).

Relativamente à metodologia apresentada, verifica-se que as tensões de aderência máximas determinadas experimentalmente por Ferracuti [63] são maiores indiciando que, na estimativa da tensão de aderência máxima se deva assumir que $c_2=4$ na determinação do comprimento de transferência a partir da expressão (4.4) e que é, aliás, o valor proposto por Holzenkämpfer [118].

No caso dos compósitos de CFRP, os trabalhos de Marreiros [17], Pham e Al-Mahaidi [79] e Yang *et al.* [84] foram aqueles em que se conseguiram prever melhor as tensões de aderência máximas.

Dos gráficos da Figura 4.5 pode constatar-se ainda que, dos ensaios com GFRP, os valores estimados para as tensões de aderência máximas apresentam, de uma forma global, uma boa aproximação às tensões de aderência máximas obtidas experimentalmente pelos autores.

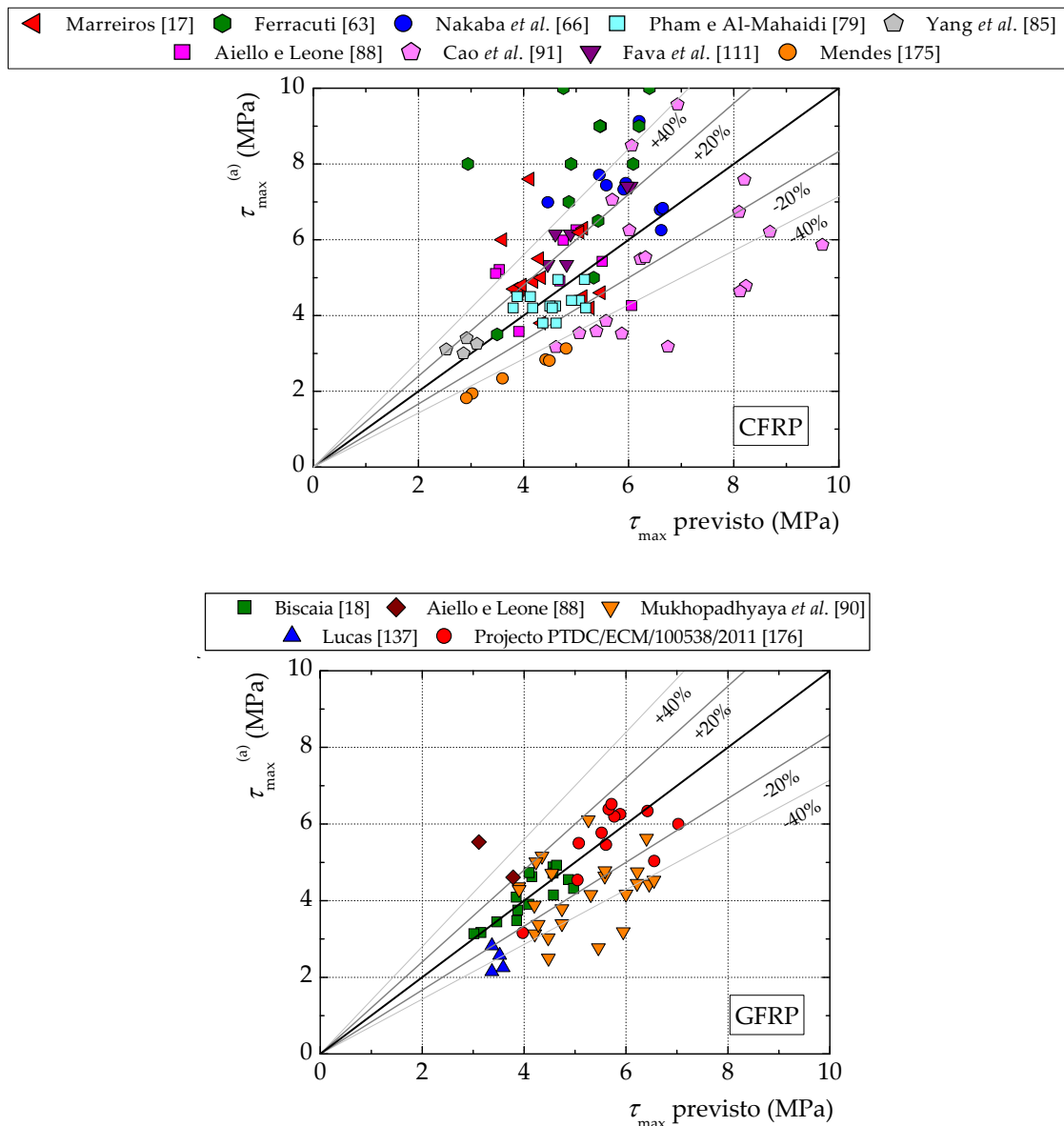


Figura 4.5: Relação entre $\tau_{\max}^{(a)}$ e τ_{\max} previsto.

4.3. Programa de ensaios

A geometria dos provetes utilizados nos ensaios de corte é essencial para se perceber o comportamento da ligação GFRP/betão. Apesar de existirem na literatura diversas geometrias de ensaios conforme já se referiu no Sub-Capítulo 2.4, os resultados podem sofrer alterações em função do sistema de ensaio utilizado. No caso presente, adoptou-se uma geometria que permitisse um manuseamento fácil e, ao mesmo tempo, permitisse colocar os provetes nas câmaras de envelhecimento. A geometria idealizada e a forma de aplicação das cargas ao provete encontra-se esquematizada na Figura 4.6. Os provetes consistem num cubo de betão com 150mm de aresta ao qual se colou um compósito de GFRP composto por duas camadas (1,27mm por camada [167]) e com 80mm de largura. O compósito de GFRP tem um comprimento total aproximado de 1040mm e é colado ao betão apenas nos últimos 150mm de cada uma das suas

extremidades. Esta geometria foi adoptada por forma a implementar o ensaio de corte duplo pretendido em que as superfícies da ligação GFRP/betão poderão estar sujeitas a tensões transversais ao seu plano. O sistema de ensaio utilizado encontra-se indicado na Figura 4.6. As dimensões adoptadas, permitem a colocação de um cilindro hidráulico, de uma célula de carga entre o cubo e uma meia-lua de betão conforme se mostra pela Figura 4.6. A célula de carga ficou sempre colocada na parte de trás do cilindro hidráulico. Refira-se ainda que a área de colagem é de aproximadamente $80 \times 150 \text{ mm}^2$ por superfície de colagem e que a relação entre a largura do cubo de betão e a largura do compósito de GFRP é igual a 1,875.

Os pontos de reacção no cubo de betão foram definidos com base no trabalho de Chastre [7] e cujas implicações no modo de ruptura e na mobilização efectiva da ligação foram já descritas durante o Sub-Capítulo 2.4.5.

O sistema de ensaio é auto equilibrado. Para as cargas aplicadas no sentido longitudinal da ligação utilizou-se um cilindro hidráulico da Enerpac, sendo as forças aplicadas, medidas através de uma célula de carga de 200kN da HBM ou da TML e os deslocamentos através de um LVDT CDP100 da TML com 100mm de curso. Nos casos em que a ligação foi submetida a tensões de compressão transversais ao seu eixo longitudinal, adoptou-se o sistema indicado na Figura 4.7 à direita. Neste sistema, foram utilizadas placas de Teflon para atenuar o atrito entre os perfis metálicos de compressão e o GFRP. A pressão lateral inicialmente aplicada na superfície colada é constante e é garantida através de perfis metálicos ligados entre si por intermédio de dois varões de aço roscado e com o controlo das tensões de aperto nos varões (e consequentemente na interface), realizado através de duas células de carga colocadas em cada um dos varões roscados, conforme se pode ver pela Figura 4.7 da direita. Na mesma figura, é ainda possível ver-se o LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*) colocado no topo de todos os provetes ensaiados e que permitiu medir os respectivos deslocamentos totais.

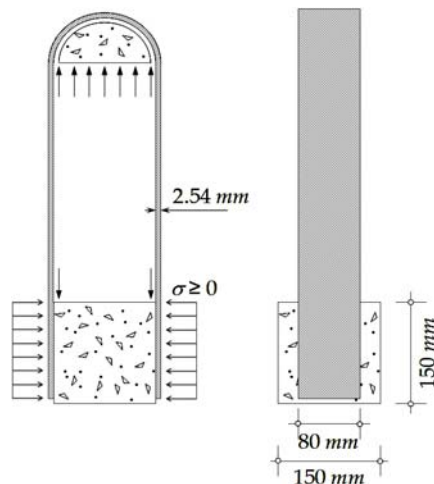


Figura 4.6: Geometria dos provetes para ensaio ao corte [65].

Nos provetes cuja ligação foi submetida a compressão, a transmissão das cargas foi feita em duas fases: (i) comprimiu-se a ligação GFRP/betão a partir do aperto das porcas dos varões de aço roscado controlando a força através de duas células de carga (uma por varão) conforme se mostra pela Figura 4.7 ou Figura 4.8; e (ii) atingida a tensão de

compressão pretendida na ligação, procede-se ao início da aplicação de carga na direcção longitudinal da ligação.



Figura 4.7: Sistema de ensaio de corte duplo adoptado: (i) sem tensão de compressão lateral (à esquerda; e (ii) com tensão de compressão lateral (à direita).

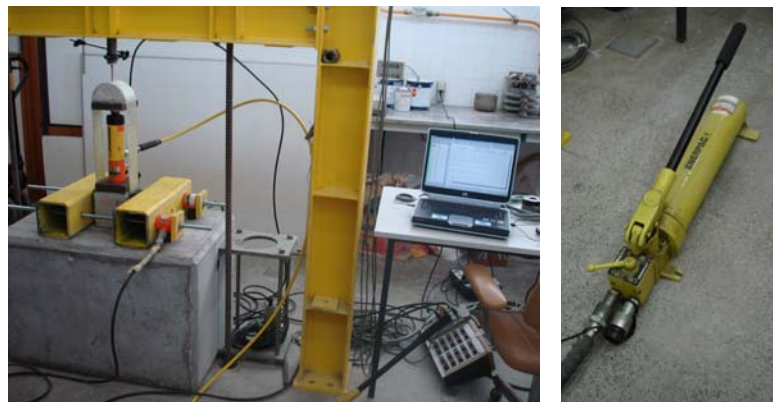


Figura 4.8: Disposição utilizada durante os ensaios (à esquerda) e bomba de óleo manual utilizada (à direita).

Em qualquer dos ensaios de corte, as forças são impostas a partir de uma bomba de óleo manual que faz elevar o êmbolo do cilindro hidráulico pressionando a meia-lua de betão que, por sua vez transmite uma força ao compósito de GFRP. As forças são depois transmitidas para as superfícies de colagem e controladas a partir de uma célula de carga colocada entre o cilindro hidráulico e uma chapa metálica. A chapa metálica fica apoiada em duas outras chapas de modo a solicitar apenas a ligação GFRP/betão.

Na Figura 4.9 mostra-se a disposição do sistema de ensaio durante os ensaios de corte juntamente com a bomba de óleo manual utilizada.

A aquisição dos dados medidos pelas células de carga e pelo LVDT foi realizada por intermédio de um Datalogger do tipo Centípede 100 da HBM. Os resultados foram lidos ao longo dos ensaios através do software CATMAN versão 4 e cuja gravação de toda a informação foi feita em ficheiros do tipo excel para posterior análise e interpretação de resultados.



Figura 4. 9: Pormenores da transmissão de cargas no ensaio de corte.

Nestes ensaios, a análise das extensões no compósito de GFRP não foi realizada através de extensómetros por motivos económicos e porque nos provetes com compressão lateral ser difícil colar extensómetros sem prejuízo para as respectivas leituras.

4.4. Ensaios experimentais

Apresentam-se em seguida os ensaios de corte duplo realizados. Começam-se por apresentar os resultados dos ensaios de referência sem envelhecimento e em seguida os resultados referentes aos ensaios dos provetes submetidos aos diversos tipos de envelhecimento.

4.4.1. Provetes de referência

Realizaram-se 8 ensaios de referência em dois grupos distintos: (i) sem tensão de compressão lateral da superfície de colagem ($\sigma_L=0\text{MPa}$); e (ii) com tensão de compressão lateral de 0,5MPa e 1,0MPa ($\sigma_L=0,5\text{MPa}$ e $\sigma_L=1,0\text{MPa}$). Além dos provetes tipo cujo GFRP tinha um largura de colagem de 80mm foram incluídos dois provetes cuja largura de colagem era de 20mm e que tiveram como propósito verificar a influência da largura de colagem na força máxima de arrancamento.

Mostra-se na Figura 4.10 os gráficos da força total *vs.* deslocamento de todos os provetes de referência. Os resultados mostram que, nos provetes sem compressão lateral MC-REF80-01, MC-REF80-02 e 02a, se atingiu uma força média de 32,1kN e um deslocamento médio na ruptura de 2,20mm. Quando se comprimiu a ligação em 0,5MPa, a força total e o deslocamento na ruptura subiram para 51,5kN (mais 60,2% do que os provetes sem qualquer lateral) e para 3,14mm (mais 42,7% do que os provetes sem compressão lateral), respectivamente. Os dois provetes com compressão lateral de 1,0MPa tiveram resultados muito desiguais, isto é, as forças totais máximas de ruptura obtidas para os provetes MC-REF80-04 e 04a foram iguais a 69,1kN e 92,2kN, respectivamente. Como consequência, os deslocamentos na ruptura destes provetes foram também muito diferentes: 4,37mm no provete MC-REF-04 e 6,00mm no provete MC-REF-04a.

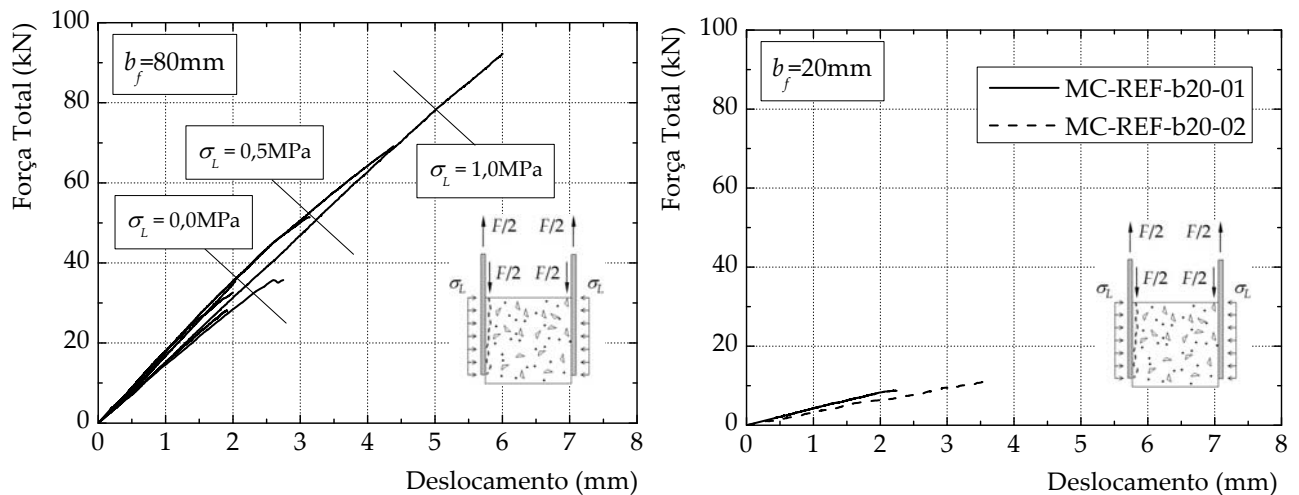


Figura 4.10: Relação entre a força total e o deslocamento nos provetes de referência.

Nos dois únicos provetes com superfície de colagem com apenas 20mm de largura, as forças máximas obtidas foram distintas. No provete MC-REF20-01, a força total máxima obtida foi 8,8kN contrastando com 11,1kN obtidos no provete MC-REF20-02. Uma vez que a superfície de colagem é, nestes provetes, 1/4 da superfície de colagem dos provetes com 80mm, ao multiplicar-se a força máxima por 4 obtêm-se os valores de 35,0kN para o provete MC-REF20-01 e 44,4kN para o provete MC-REF20-02. Estes valores não se afastam muito dos valores médios (32,1kN) obtidos nos ensaios com largura de colagem de 80mm. Realce-se que o resultado conseguido no provete MC-REF20-02 fica ligeiramente acima da média dos restantes provetes. Apesar da limitação do número de ensaios com superfície de colagem de 20mm, estes resultados parecem evidenciar que o campo das tensões de aderência ao longo da largura da interface GFRP/betão não sofre grandes variações podendo assumir-se um campo de tensões uniforme na largura da interface.

Os modos de ruptura obtidos para estes ensaios foram, principalmente, de natureza coesiva pelo betão. Após a ruptura, partes de betão permaneceram coladas às superfícies de GFRP. No entanto, nos ensaios com compressão lateral da interface esta característica não foi tão evidenciada. Em contrapartida, uma grande concentração de partículas de betão foi constantemente observada na base do provete após a ruptura. Na Figura 4.11 mostram-se as superfícies de ruptura obtidas nos provetes de referência com largura de colagem igual a 80mm. As superfícies de ruptura dos provetes com uma colagem de 20mm de largura estão documentadas na Figura 4.12.

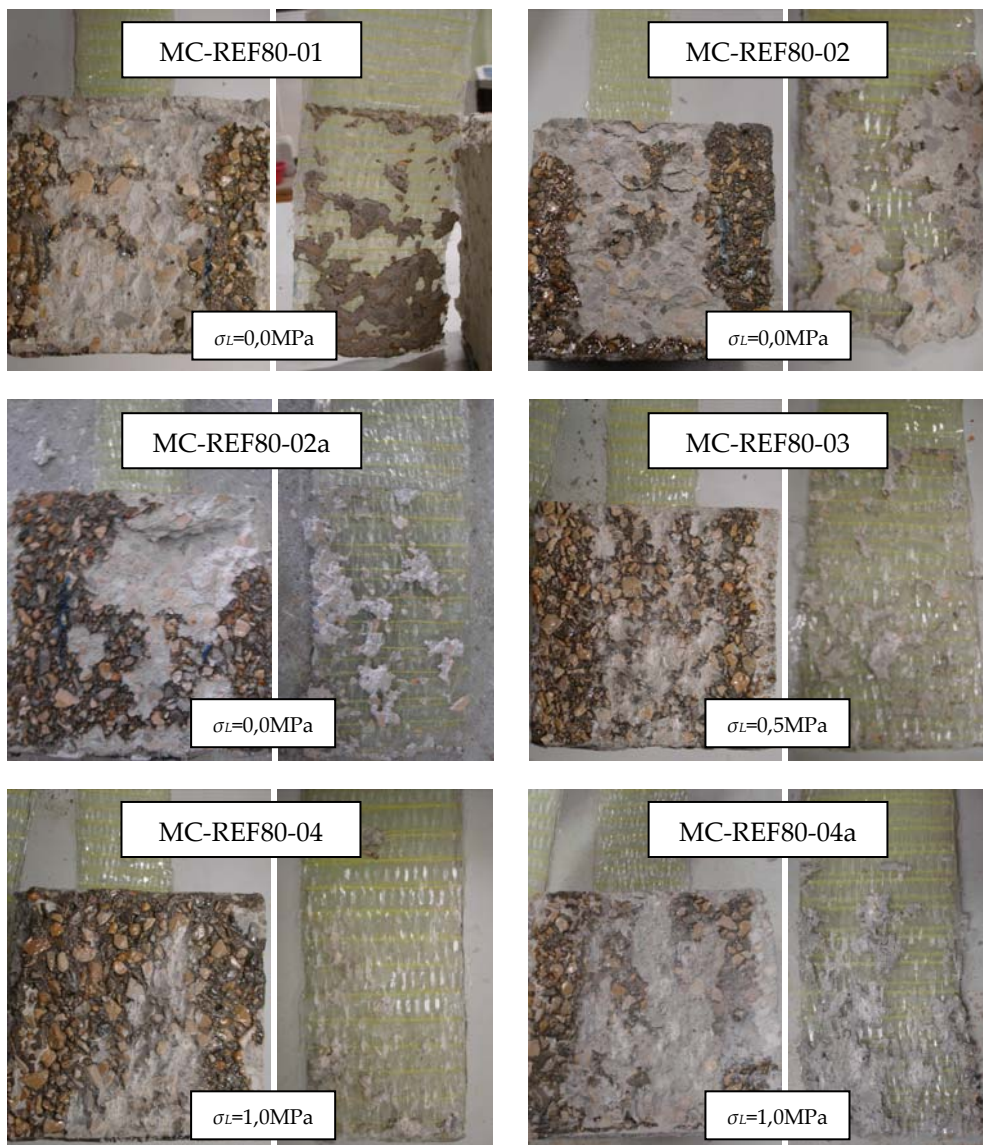


Figura 4.11: Superfícies de ruptura dos provetes de referência com $b_f = 80\text{mm}$.

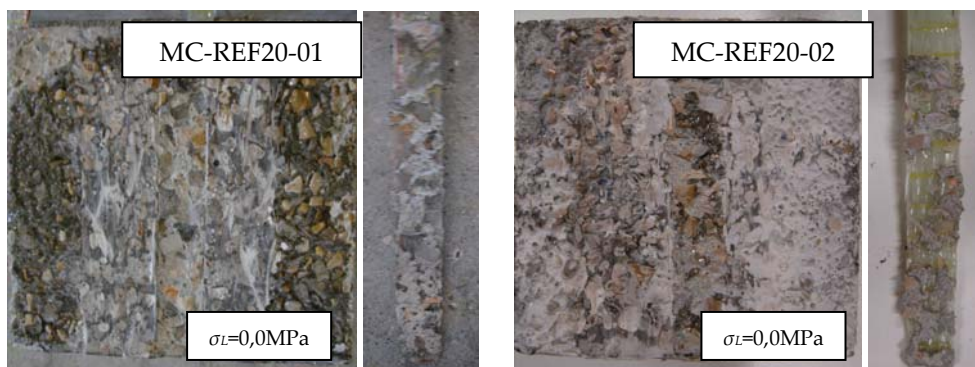


Figura 4.12: Superfícies de ruptura dos provetes de referência com $b_f = 20\text{mm}$.

4.4.2. Ciclos de nevoeiro salino

Mostram-se na Figura 4.13 os gráficos força total *vs.* deslocamento obtidos nos ensaios realizados para os provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino. Às 3000 horas de envelhecimento, três ensaios sem compressão lateral foram realizados e dois ensaios com tensão de compressão lateral igual a 0,5MPa. Em média, os ensaios sem compressão lateral alcançaram uma força total de 29,6kN. Dos dois ensaios realizados com compressão lateral, o provete MC-NS-03 atingiu a força total na ruptura igual a 35,3kN, ou seja, verificou-se um incremento na força de ruptura relativamente à média dos ensaios sem compressão lateral de apenas 5,7kN. Ao realizar-se novo ensaio, o provete MC-NS-03a atingiu os 44,6kN de força total. Neste provete, o incremento de força foi de 14,9kN, ou seja, cerca de 50,5% da média da força total nos ensaios sem compressão lateral.

Nos ensaios realizados às 5000 horas de envelhecimento, foram realizados ao todo quatro ensaios: (i) dois sem compressão lateral; (ii) um com tensão de compressão lateral de 0,5MPa; e (iii) um com tensão de compressão lateral de 1,0MPa. Dos primeiros provetes, a força total na ruptura foi de 25,0kN no provete MC-NS-04 e de 35,1kN no provete MC-NS-05 (valor médio igual a 30,0kN). No provete MC-NS-06, a força total máxima obtida foi de 52,3kN e, ao aumentar-se para 1,0MPa a tensão de compressão lateral no provete MC-NS-07, a força na ruptura atingida foi de 75,2kN. Nestes ensaios, verificou-se um incremento constante de força (ΔF) em cerca de 22,6kN. Por outras palavras, ao submeter-se a superfície de colagem à tensão de 0,5MPa (proвете MC-NS-06) o incremento de força relativamente aos ensaios sem compressão lateral foi de 22,3kN e incrementando novamente a tensão de compressão lateral em 0,5MPa (proвете MC-NS-07), verificou-se, aproximadamente, o mesmo incremento de força relativamente ao provete MC-NS-06.

Nos provetes ensaiados às 10000 horas de envelhecimento realizaram-se os mesmos ensaios relativos ao estágio de envelhecimento anterior. Dos dois ensaios realizados sem qualquer compressão lateral obteve-se uma força na ruptura média de 29,7kN. O provete MC-NS-10, com 0,5MPa de tensão de compressão lateral, atingiu a força total máxima de 61,4kN. O incremento de força verificado para este provete relativamente à média dos dois provetes ensaiados sem qualquer compressão lateral foi de 31,7kN. No entanto, ao aumentar-se a tensão de compressão lateral em mais 0,5MPa (proвете MC-NS-11) a força total na ruptura foi apenas de 54,6kN. Este valor, inclusivamente inferior ao obtido para o provete MC-NS-10, deve ficar a dever-se a imperfeições do provete que possam ter levado a uma má aplicação das forças de compressão sobre a superfície de colagem. Como consequência, a má distribuição das tensões de compressão na interface GFRP/betão pode conduzir a uma ruptura prematura do provete. Refira-se ainda que o colapso prematuro destes provetes foi ainda verificado em outros trabalhos [80]. Contudo, para as 10000 horas de envelhecimento não foi possível repetir o ensaio MC-NS-11.

Relativamente aos modos de ruptura verificados, constatou-se uma tendência de ruptura essencialmente adesiva pela interface GFRP/betão principalmente nos provetes sem compressão lateral da interface. Nos provetes com compressão lateral, a ruptura ficou associada ao destacamento de uma pequena camada superficial de betão pelo que, nestes provetes, a ruptura parece ser mais coesiva pelo betão. Nos provetes com compressão lateral observou-se uma pequena porção de betão bastante fracturada na

base do ensaio conforme se ilustra pela Figura 4.14. Apresentam-se as figuras dos modos de ruptura dos provetes submetidos aos ciclos de nevoeiro salino no Apêndice C, página 376.

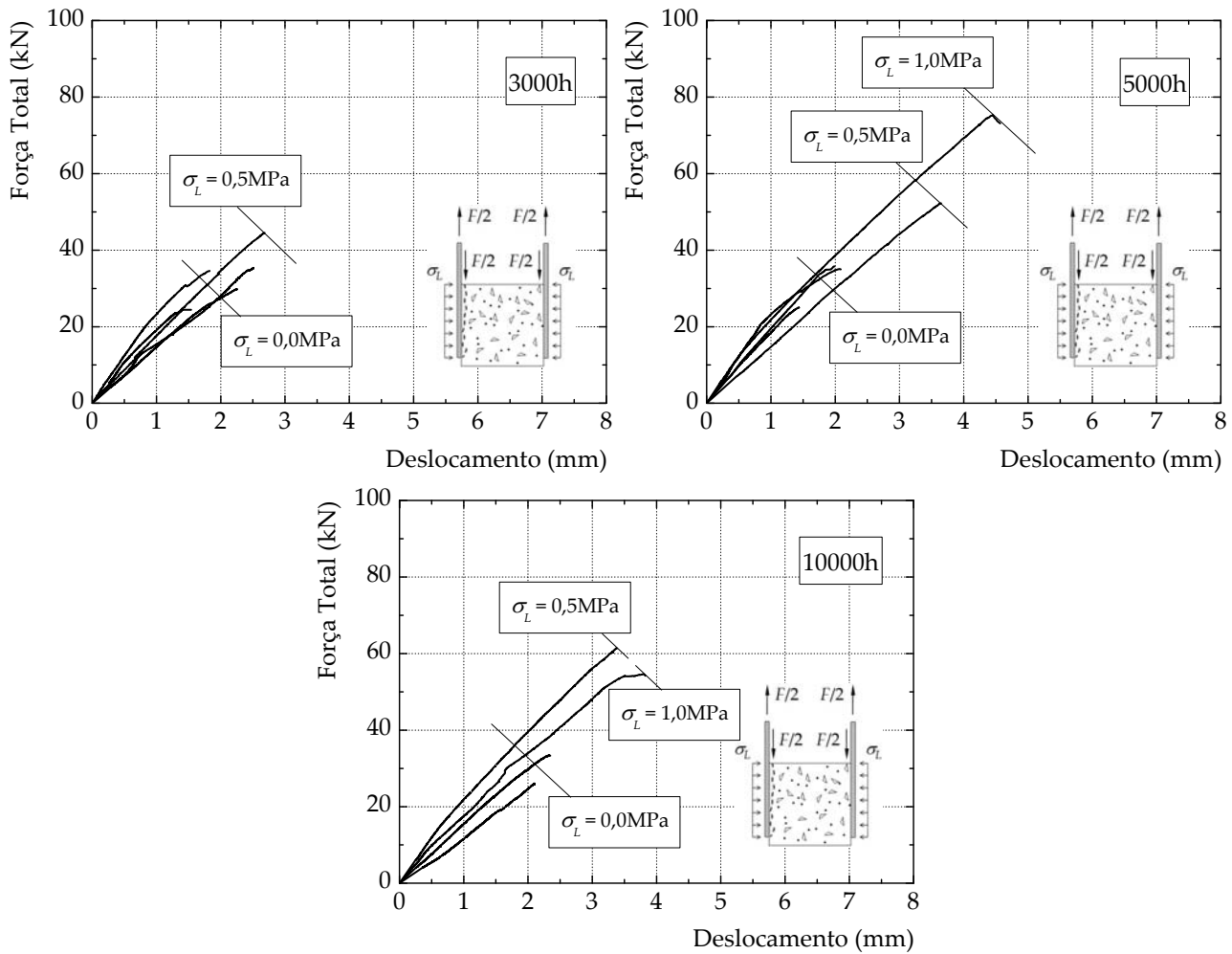


Figura 4.13: Relação força total *vs.* deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino.



Figura 4.14: Pormenores dos ensaios com compressão lateral após a ruptura.

4.4.3. Ciclos de marés

As relações força total *vs.* deslocamento dos provetes submetidos aos ciclos de marés estão representadas nos gráficos da Figura 4.15 verificando-se, às 3000 horas de envelhecimento, uma maior dispersão naquelas relações comparativamente com os restantes provetes submetidos a ciclos de marés. Neste primeiro estágio de envelhecimento, a força de ruptura média nos provetes sem compressão lateral foi de 29,2kN sendo o valor mais baixo obtido no provete MC-MAR-02 (24,8kN) e o valor mais alto no provete MC-MAR-02a (33,9kN). O único provete com compressão lateral de 0,5MPa (MC-MAR-03) atingiu uma força total máxima de 49,9kN (mais 20,7kN relativamente à média dos provetes sem compressão lateral).

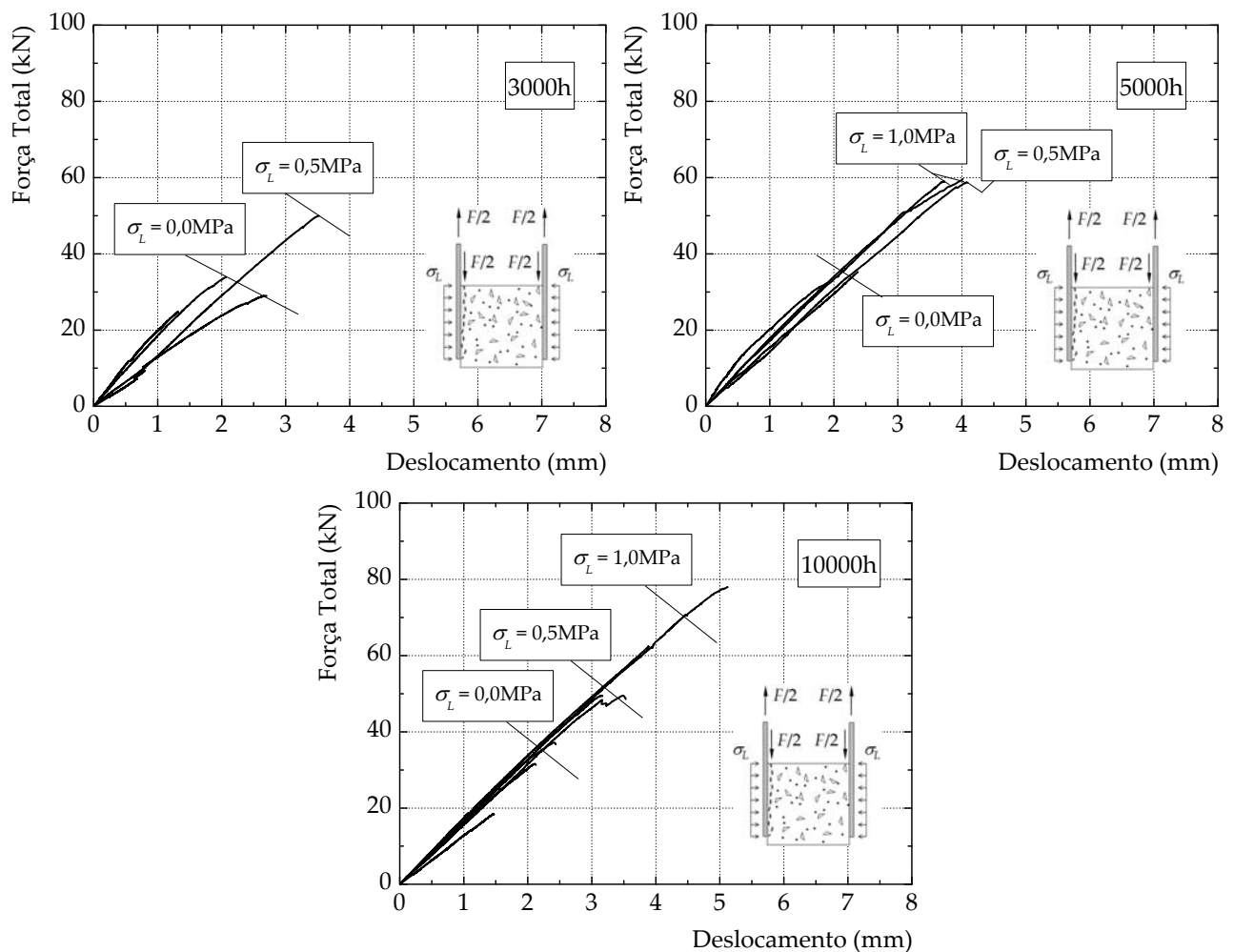


Figura 4.15: Relação força total *vs.* deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de marés.

Relativamente aos provetes ensaiados com 5000 horas de envelhecimento, os resultados evidenciaram uma boa aproximação da força de ruptura nos dois provetes sem compressão lateral (MC-MAR-04 com 35,2kN e MC-MAR-05 com 32,5kN). Em contrapartida, os provetes com compressão lateral não conseguiram traduzir o efeito da compressão imposta à superfície de colagem. Por outras palavras, os dois provetes submetidos a uma tensão de compressão lateral de 1,0MPa (MC-MAR-07 e 07a) mantiveram a mesma força de ruptura do provete com 0,5MPa (MC-MAR-06) de tensão

de compressão lateral. Assim, o provete MC-MAR-06 atingiu uma força total na ruptura de 58,7kN e os provetes MC-MAR-07 e 07a de 59,0kN. Esta evidência poderá estar associada a imperfeições ou do provete ou do ensaio.

Às 10000 horas de envelhecimento foram realizados quatro ensaios, dois com 0,5MPa (MC-MAR-10 e 10a) e dois com 1,0MPa (MC-MAR-11 e 11a) de tensão de compressão lateral. Os resultados evidenciaram um aumento da força total na ruptura. Em média, a força total na ruptura nos provetes MC-MAR-10 e 10a foi de 48,9kN e nos provetes MC-MAR-11 e 11a foi de 70,2kN. Nos provetes sem compressão lateral, a força na ruptura média alcançada foi de 34,4kN. Os incrementos de força (ΔF) que se conseguiram para cada um dos tipos de ensaio (sem compressão lateral, com 0,5MPa e 1,0MPa de tensão de compressão) foram, em média, de 14,5kN e 21,3kN. Realce-se ainda que com estes aumentos da tensão de compressão lateral em 0,5MPa se conseguiram incrementos nas forças de ruptura muito semelhantes, o que pode evidenciar um comportamento na ruptura quase linear da ligação GFRP/betão.

Os modos de ruptura verificados nos provetes submetidos a ciclos de marés foram essencialmente adesivos pela interface GFRP/betão e, à semelhança dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino, esta observação foi mais evidente nos provetes sem compressão lateral da superfície de colagem. Assim, nos provetes com compressão lateral, a ruptura foi caracterizada por algum destacamento de uma pequena camada superficial de betão. Apresentam-se as figuras dos modos de ruptura dos provetes submetidos aos ciclos de marés no Apêndice C, página 378.

4.4.4. Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C

Nos provetes envelhecidos com ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C foram ensaiados doze provetes ao todo e cujo comportamento força total *vs.* deslocamento se mostra nos gráficos da Figura 4.16. Relativamente às primeiras 3000 horas de envelhecimento, três ensaios foram realizados sem compressão lateral da interface e cujas forças totais na ruptura atingiram os 38,4kN (MC-TV-01), 24,2kN (MC-TV-02) e 26,7kN (MC-TV-02a) sendo a força total média na ruptura de 29,8kN. Ao comprimir-se a ligação GFRP/betão com 0,5MPa, a força total na ruptura aumentou 29,3kN, isto é, alcançou os 59,0kN.

Às 5000 horas de envelhecimento foram ensaiados quatro provetes. Os dois provetes ensaiados sem compressão lateral atingiram uma força de ruptura média de 28,5kN. Realce-se que, neste caso, as forças de ruptura foram muito semelhantes, 28,7kN no provete MC-TV-04 e 28,4kN no provete MC-TV-05. No provete submetido a uma tensão de compressão lateral de 0,5MPa (proвете MC-TV-06), verificou-se uma força total na ruptura de 50,9kN o que equivale a um incremento de força (ΔF) de 22,4kN relativamente à média dos dois provetes sem compressão lateral. O aumento da tensão de compressão lateral da superfície de colagem para 1,0MPa (proвете MC-TV-07) alcançou os 80,4kN e que corresponde a um incremento de força de 29,5kN relativamente ao provete MC-TV-06.

Para o estágio de envelhecimento às 10000 horas, a média das forças na ruptura obtidas nos provetes sem compressão lateral foi de 27,7kN. Este foi aliás, o valor mais baixo registado nos provetes de corte sem compressão lateral. Quando se impôs uma tensão de compressão lateral de 0,5MPa (proвете MC-TV-10) conseguiu-se uma força na

ruptura máxima de 60,0kN, cerca de 32,3kN a mais do que a média das forças de ruptura máximas dos provetes sem compressão lateral. No entanto, este incremento de força diminuiu para os 10,2kN quando se submeteu a superfície de colagem à tensão de compressão lateral de 1,0MPa, ou seja, a força na ruptura máxima no provete MC-TV-11 foi de 70,2kN.

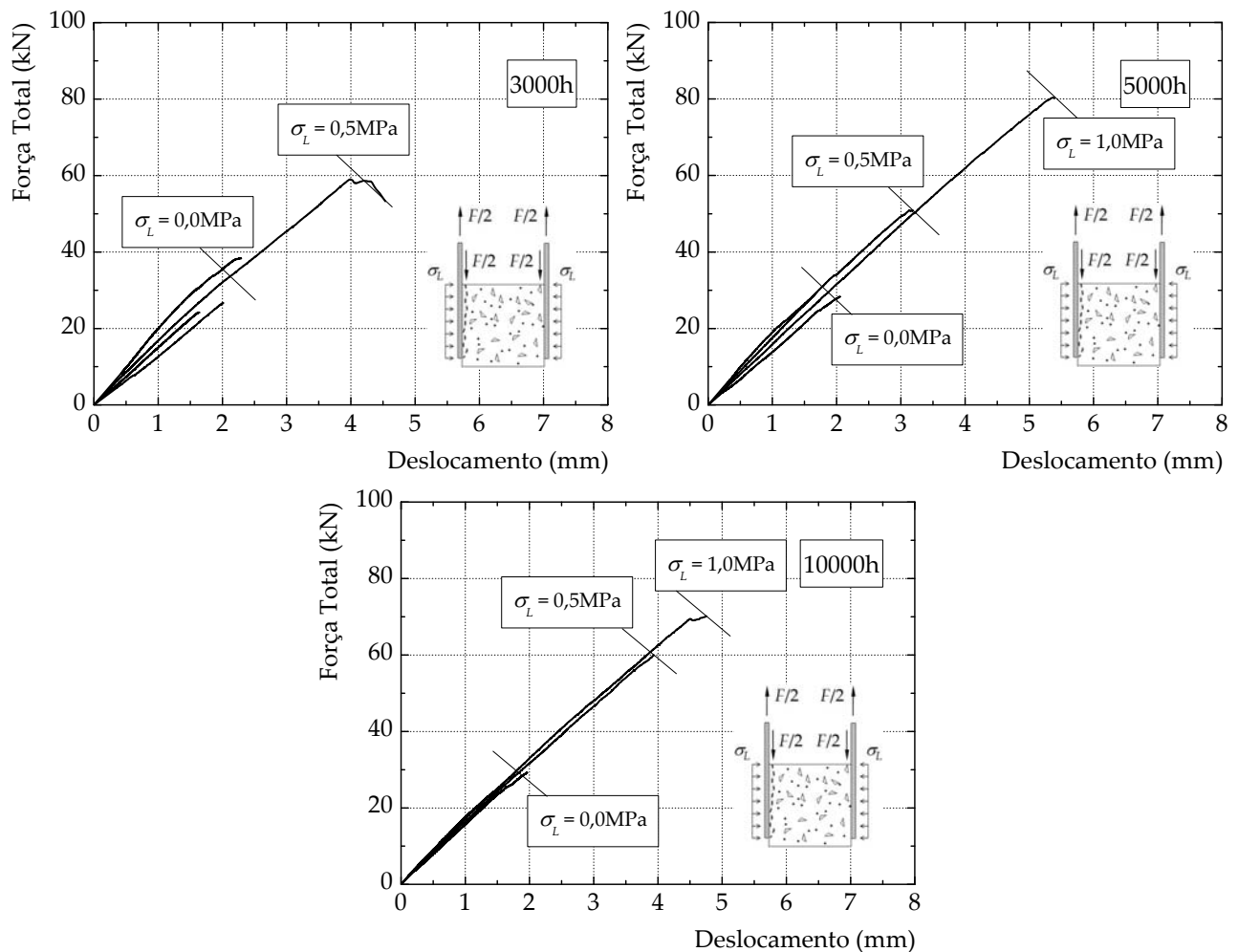


Figura 4.16: Relação força total vs. deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de temperatura $+7,5^\circ\text{C}$ e $+47,5^\circ\text{C}$.

Nas Figuras C.7 a C.9 do Apêndice C, página 381, encontram-se documentados os modos de ruptura de todos os provetes submetidos aos ciclos de temperatura entre os $+7,5^\circ\text{C}$ e $+47,5^\circ\text{C}$. As rupturas foram essencialmente coesivas pelo betão. Nos casos em que a ruptura foi mais adesiva, as forças na ruptura foram mais baixas. Como exemplo, refiram-se os provetes MC-TV-01 e MC-TV-02: o primeiro provete teve uma ruptura bastante coesiva pelo betão (38,4kN) enquanto que no outro provete a ruptura foi essencialmente adesiva (24,2kN). Nos provetes com compressão lateral, as rupturas foram todas essencialmente coesivas pelo betão. Observou-se ainda uma pequena porção de betão fragmentado na base do provete após a realização de cada ensaio com compressão lateral.

4.4.5. Ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$

No caso dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$, foram ensaiados 14 provetes divididos por três estágios de envelhecimento e cujas relações força total vs. deslocamento se apresentam nos gráficos da Figura 4.17. Para o primeiro estágio de envelhecimento, foram realizados quatro ensaios: (i) três sem compressão lateral; e (ii) um com uma tensão de compressão lateral de $0,5\text{MPa}$. Nos primeiros ensaios, verificou-se uma força na ruptura de $23,3\text{kN}$ no provete MC-GD-02 que é muito baixa quando comparada com as forças na ruptura dos outros dois provetes: $36,0\text{kN}$ no provete MC-GD-01 e $33,9\text{kN}$ no provete MC-GD-02a. Assim, a média destas forças na ruptura é igual a $31,1\text{kN}$. Quando se impôs uma tensão de compressão lateral à superfície de colagem de $0,5\text{MPa}$, conseguiu-se atingir uma força na ruptura de $49,4\text{kN}$, o que traduz um incremento de força (ΔF) igual a $18,3\text{kN}$.

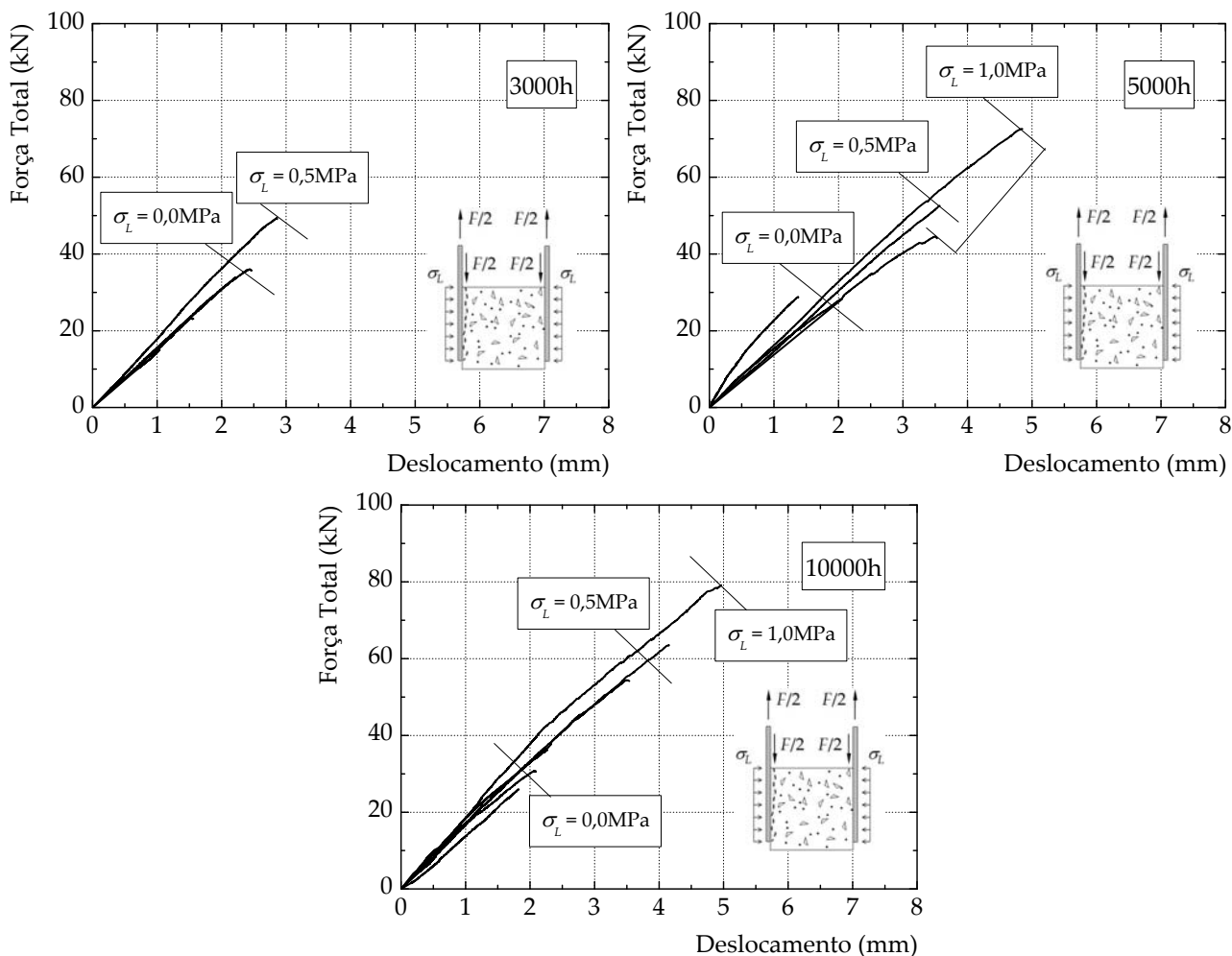


Figura 4.17: Relação força total vs. deslocamento dos provetes submetidos a ciclos de temperatura -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$.

Às 5000 horas, realizaram-se dois ensaios sem compressão lateral. Nestes ensaios a força na ruptura foi muito semelhante. No provete MC-GD-04 atingiu-se uma força na ruptura igual a $28,8\text{kN}$ enquanto que no provete MC-GD-05 a força na ruptura foi de $28,2\text{kN}$. Em média, a força na ruptura obtida é igual a $28,5\text{kN}$. Quando se submeteu a

superfície de colagem a uma tensão de compressão igual a 0,5MPa (provete MC-GD-06), a força na ruptura aumentou até 52,2kN. O incremento de força relativamente à média das forças na ruptura dos provetes sem compressão lateral foi de 23,7kN. No provete com compressão lateral de 1,0MPa (provete MC-GD-07) obteve-se uma força na ruptura de 72,6kN. Os incrementos de força assim verificados foram muito semelhantes: 23,7kN (dos provetes sem compressão lateral para o provete MC-GD-06) e 20,4kN (do provete MC-GD-06 para o provete MC-GD-07).

Para os provetes ensaiados com 10000 horas de envelhecimento, foram realizados três ensaios sem compressão lateral. Destes três provetes, o provete MC-GD-08 foi o que atingiu a força na ruptura mais baixa: 25,9kN. O provete que registou a força na ruptura mais alta foi o MC-GD-09 com 36,2kN. Em termos médios, calculou-se uma força na ruptura igual a 31,0kN. Ao comprimir-se a superfície de colagem com 0,5MPa, os dois provetes ensaiados registaram valores para a força na ruptura algo desiguais. Assim, o provete MC-GD-10 atingiu os 54,4kN e o provete MC-GD-10a os 63,5kN. Em média, a força na ruptura calculada é de 58,9kN o que traduz um incremento de força (ΔF) relativamente à média dos provetes sem compressão lateral de 28,0kN. Quando se aumentou a tensão de compressão da superfície de colagem para 1,0MPa (provete MC-GD-11), o incremento de força na ruptura verificado foi de 20,2kN. O provete MC-GD-11 atingiu assim uma força na ruptura igual a 79,1kN.

Os modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C estão documentados no Apêndice C, página 382. De forma geral, as rupturas ocorreram pela camada superficial de betão com excepção do provete MC-GD-02 e cujo modo de ruptura ocorreu essencialmente pela ligação GFRP/betão. Comparativamente aos provetes MC-GD-01 e MC-GD-02a (provetes em iguais circunstâncias de envelhecimento e de ensaio), o provete MC-GD-02 foi o que atingiu um valor de força total na ruptura mais baixo. Assim, e neste caso, o modo de ruptura adesivo pela interface GFRP/betão ocorrido no provete MC-GD-02, parece estar associado a níveis de força na ruptura mais baixos do que o modo de ruptura coesivo pelo betão verificado nos provetes MC-GD-01 e MC-GD-02a. A ruptura dos provetes com compressão lateral ficou essencialmente caracterizada pelo destacamento de uma camada de betão superficial que, para além de continuar colada ao compósito de GFRP e à semelhança de todos os ensaios com compressão lateral, também foi observada uma camada de betão fracturado na base do ensaio.

4.5. Análise e interpretação de resultados

4.5.1. Forças e deslocamentos máximos

As forças totais obtidas por cada ensaio de corte realizado foram divididas por 2 (duas superfícies de colagem) pelo que, a força máxima no compósito por interface foi designada por F_{max} . Os valores destas forças máximas e os respectivos deslocamentos máximos obtidos em cada um dos provetes estão tabelados de 4.1 a 4.4.

A média dos ensaios de referência mostram que, de uma forma geral, os provetes submetidos aos diferentes ciclos de envelhecimento acelerado sofreram uma redução na força de ruptura. No caso particular dos provetes sem compressão lateral submetidos a

ciclos de nevoeiro salino, a maior redução verificada foi às 3000 horas de envelhecimento com 28,8% (MC-NS-01). Nos provetes com compressão lateral a redução da força máxima nos primeiros estágios de envelhecimento situou-se em -31,4% (MC-NS-03) e -32,3% (MC-NS-11). Porém, o provete MC-NS-10, com 10000 horas de envelhecimento e com uma tensão de compressão lateral de 0,5MPa registou um acréscimo de força relativamente ao provete homólogo de referência de 19,3%. Saliente-se, nos provetes submetidos a ciclos de marés, o decréscimo de força de -42,7% verificada no provete com 10000 horas de envelhecimento e sem compressão lateral MC-MAR-08. As reduções mais significativas nos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre os +7,5°C e os +47,5°C foram verificadas nos provetes sem compressão lateral apesar de no provete MC-TV-01 ter-se registado um aumento de 19,6% na força de ruptura máxima. Nos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre os -10°C e os +30°C verificou-se, de forma geral, nos provetes sem compressão lateral uma diminuição das forças de ruptura no entanto, nos provetes com uma tensão de compressão lateral de 0,5MPa essa tendência inverteu-se tendo o provete MC-GD-10a aumentado a força de ruptura em 23,4% comparativamente ao provete homólogo de referência. Representam-se nos gráficos da Figura 4.18 as evoluções das forças na ruptura de todos os provetes em função do número de horas de envelhecimento.

Tabela 4.1: Forças e deslocamentos máximos nos provetes de referência.

Provete	F_{\max} (kN)		ΔF (kN)	δ_{\max} (mm)		$\Delta\delta$ (mm)
		Média	$(F_i - F_{REF})$		Média	$(\delta_i - \delta_{REF})$
MC-REF80-01	17,9		-	2,60		-
MC-REF80-02	16,3	16,1	-	2,10	2,20	-
MC-REF80-02a	14,0		-	1,91		-
MC-REF20-01	4,4 ^(*)	5,0	-	4,37	2,95	-
MC-REF20-02	5,6 ^(**)		-	6,00		-
MC-REF80-03	25,7	25,7	9,7	2,25	3,14	0,94
MC-REF80-04	34,6	40,3	18,5	3,65	5,18	2,17
MC-REF80-04a	46,1		30,1	3,14		3,80

^(*) $F_{\max} = 17,5\text{kN}$ se se multiplicar por 4 (GFRP com 1/4 da largura dos restantes provetes).

^(**) $F_{\max} = 22,2\text{kN}$ se se multiplicar por 4 (GFRP com 1/4 da largura dos restantes provetes).

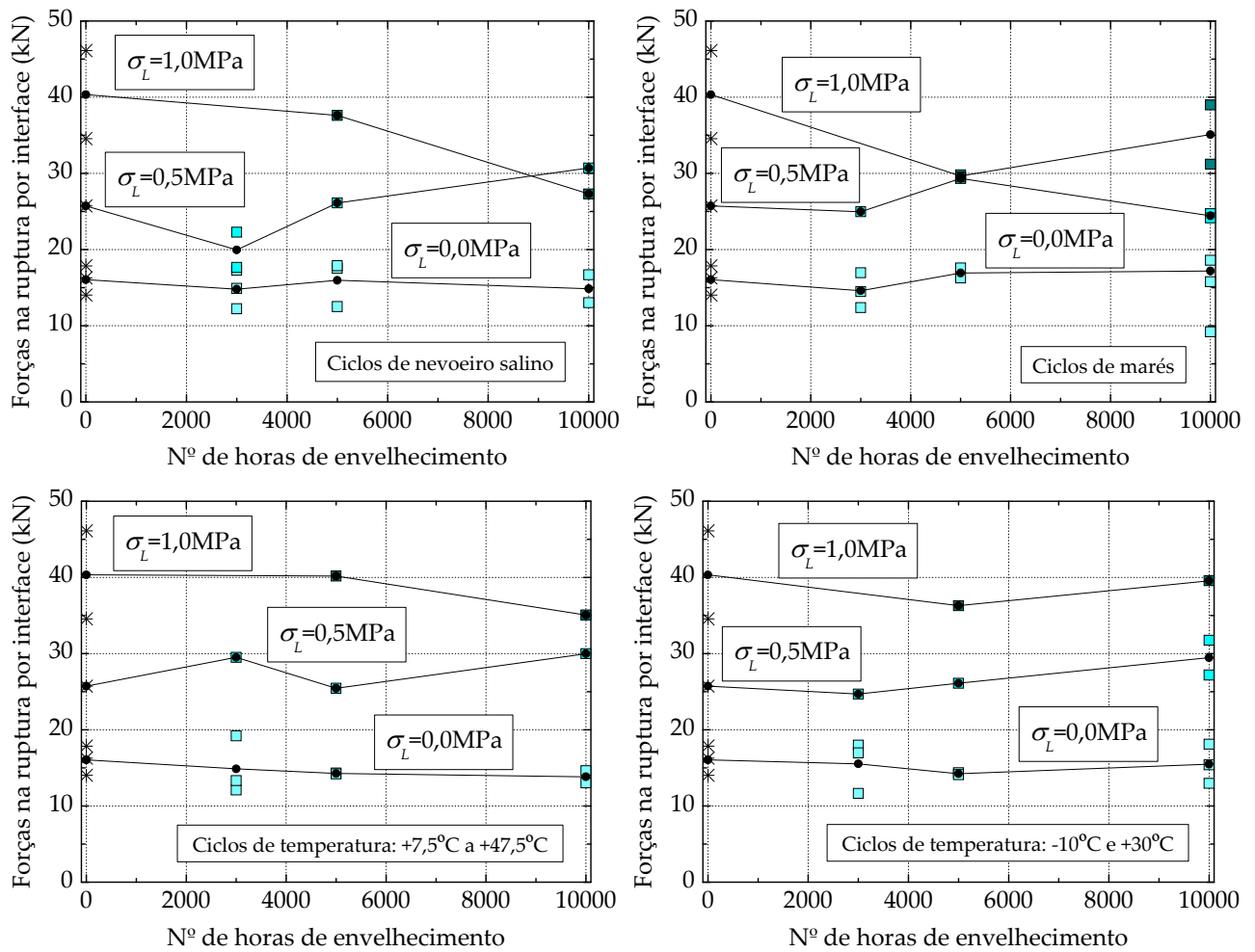


Figura 4.18: Evolução das forças na ruptura com o número de horas de envelhecimento.

Nos gráficos da Figura 4.19 mostram-se as evoluções dos deslocamentos na ruptura de todos os provetes em função do número de horas de envelhecimento. Qualitativamente, estas evoluções são muito semelhantes às evoluções verificadas para as forças na ruptura o que evidencia uma resposta na ruptura praticamente linear dos provetes. Tendo-se verificado este comportamento praticamente linear, calculou-se, a partir das forças na ruptura por superfície de colagem e dos deslocamentos máximos alcançados pelos provetes, uma rigidez média (K_{med}) para todos os provetes através da expressão:

$$K_{med} = \frac{F_{max}}{\delta_{max}} \quad (4.12)$$

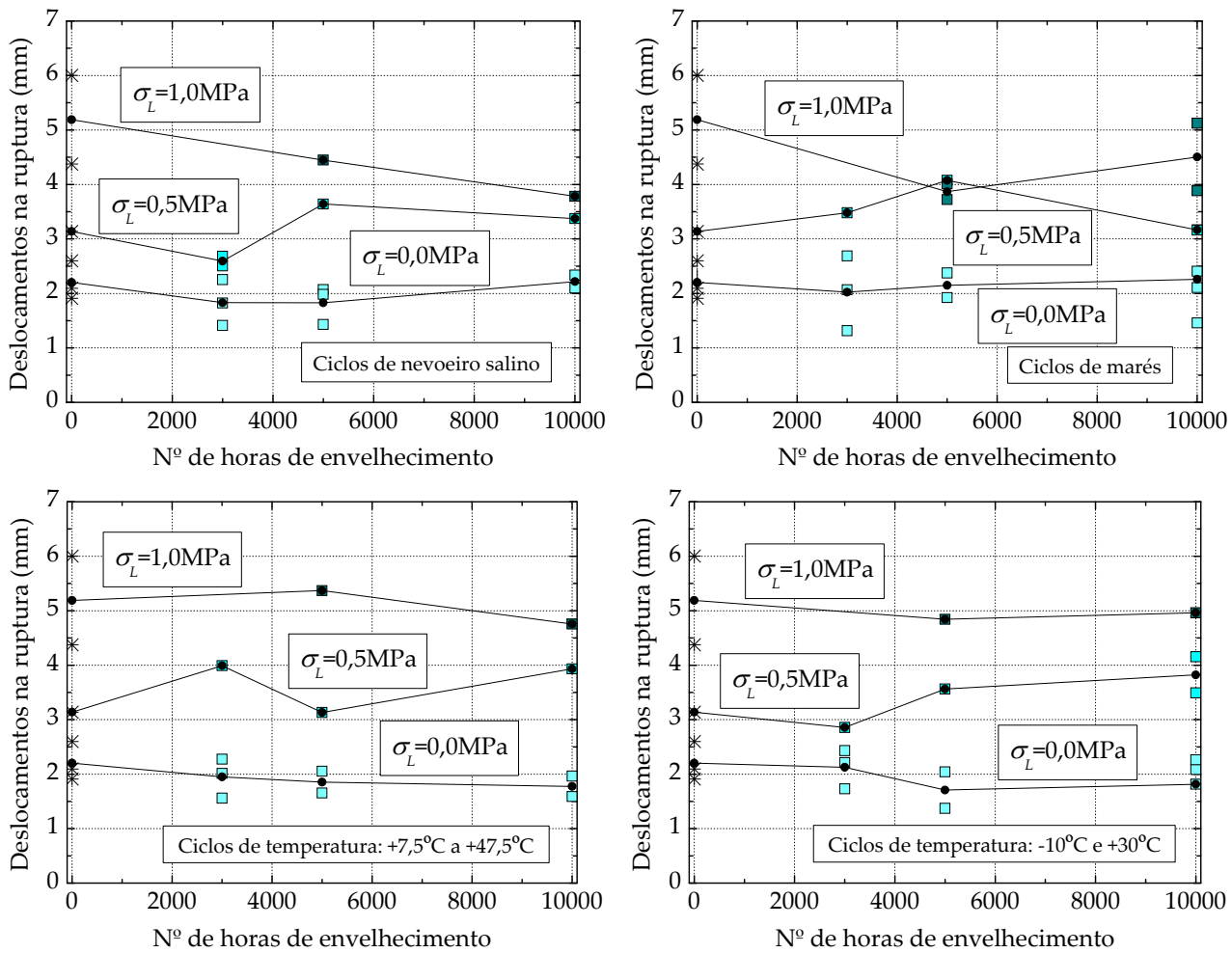


Figura 4.19: Evolução dos deslocamentos na ruptura com o número de horas de envelhecimento.

A rigidez média obtida para cada provete está apresentada nas Tabelas I.4 a I.6 no Apêndice I, página 462, e onde também se apresentam os respectivos desvios relativamente à rigidez média dos provetes sem envelhecimento. Esta rigidez, em termos globais, está compreendida entre os 6,5kN/mm e os 8,5kN/mm. Saliente-se que esta rigidez não corresponde à rigidez axial do compósito ($E_f A_f / L_f$) uma vez que ao longo do comprimento de colagem existem deslizamentos (*slips*) proporcionando uma rigidez média inferior ao valor de $E_f A_f / L_f$ e que neste caso particular é igual a 12,90kN/mm. Destaca-se a rigidez média obtida nos provetes MC-NS-09 e MC-MAR-08 (6,21kN/mm e 6,30kN/mm, respectivamente) que correspondem a 10000 horas de envelhecimento e sem compressão lateral. Estes ensaios, para além de uma força na ruptura mais baixa do que as forças obtidas em provetes homólogos, tiveram, provavelmente, deformações superiores às esperadas levando a uma rigidez média baixa quando comparada com os restantes provetes. As evoluções da rigidez média ao longo dos três estágios de envelhecimento estão representadas pelos gráficos da Figura 4.20.

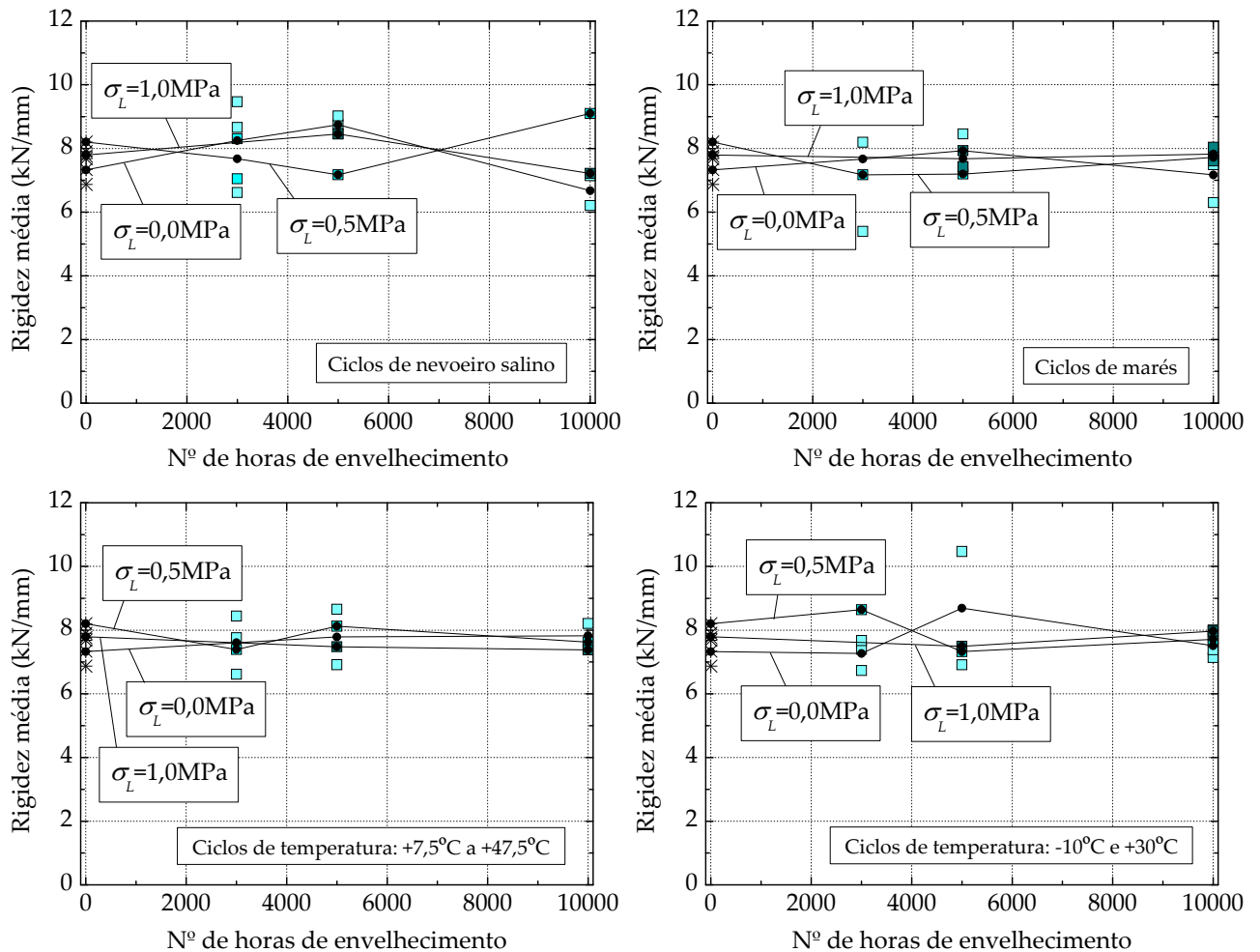


Figura 4.20: Evolução da rigidez média com o número de horas de envelhecimento.

Comparativamente ao trabalho realizado anteriormente em vigas de betão armado submetidas à flexão de 4 pontos [18], as forças máximas no GFRP alcançadas nos ensaios de referência são muito inferiores às conseguidas em [18]. Por exemplo, a força na ruptura média agora obtida nos provetes sem compressão foi de 16,1kN enquanto que segundo [18] a força na ruptura obtida foi de 25,4kN. Com os envelhecimentos, os ciclos de nevoeiro salino e de marés, estas forças tiveram grande tendência em aumentar com o número de horas de envelhecimento [18]. No entanto, nos provetes de corte ensaiados esse aumento não foi verificado. Estas diferenças podem explicar-se por duas situações:

- (i) de acordo com [18], o betão melhorou as suas capacidades resistentes com o tempo conferindo um melhoramento da ligação GFRP/betão. Conclusão semelhante foi também verificada no trabalho realizado por Fava *et al.* [111]. No entanto, o betão utilizado nos provetes de corte é de uma classe resistente muito baixa (C12/15) e pode, com as horas de envelhecimento, ter contribuído para que a degradação da ligação GFRP/betão fosse mais efectiva;
- (ii) os comprimentos de colagem utilizados nos ensaios de corte são inferiores ao comprimento de transferência da ligação. Como consequência, a força transmitida ao FRP é menor do que a força máxima que este poderia absorver se se utilizasse

um comprimento de colagem igual ou superior ao comprimento de transferência [105, 115]. As reduções da força máxima transmitida ao FRP foram abordadas mais detalhadamente no Sub-Capítulo 2.5.3, página 56.

Refira-se ainda que nos ensaios com compressão lateral a tensão de compressão imposta inicialmente à superfície de colagem teve, inicialmente, uma tendência em diminuir e com o aproximar da ruptura se inverteu. Este comportamento pode ser explicado, inicialmente, por haver uma acomodação do compósito de GFRP que, ao ser traccionado, por efeito de Poisson, proporciona uma pequena diminuição da espessura do GFRP. Como consequência, a tensão de compressão inicialmente imposta à superfície de colagem diminui. A este efeito poderá somar-se um outro que reside na leitura das células de carga. As células de carga fazem leituras apenas de compressão pelo que, ao impor-se uma tensão de corte (τ^0) à ligação, a tensão de compressão inicial (σ_L) diminui passando para um valor menor (σ_L^0) conforme se mostra pela Figura 4.21. O facto desta tensão de compressão inverter, a dado momento, esta tendência em diminuir com a tensão de corte pode ser explicada pela formação de fendas ao longo da superfície de colagem.

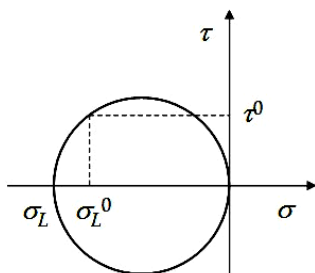


Figura 4.21: Evolução da tensão de compressão lateral com a força de corte imposta à ligação.

Os ensaios de corte simples realizados por McSweeney e Lopez [86] revelaram um espaçamento regular entre fendas ao longo da superfície de colagem associadas ao destacamento de pequenas quantidades de betão. Segundo estes autores, o aparecimento destas fendas tem como resultado a expansão da interface que pode explicar o aumento da tensão de compressão verificado, a partir de dado momento, nos provetes com compressão lateral. Com o aproximar da ruptura, as fendas no betão são cada vez maiores o que induzirá a uma maior expansão da ligação pelo que, antes de ocorrer a ruptura da ligação, a tensão de compressão terá, comparativamente ao início do ensaio, aumentado. O aumento da classe de resistência do betão não traduz tão significativamente este aumento da tensão de compressão uma vez que a fendilhação no betão ocorre para tensões de tracção maiores e o modo de ruptura da ligação entre um FRP e um betão de classe alta é, essencialmente, do tipo adesivo pela interface GFRP/betão. Assim, pela inexistência de fendas no betão, as tensões de compressão lateral inicialmente impostas à superfície de colagem não aumentam nos instantes antes da ruptura do provete [65]. A Figura 4.22 mostra a relação entre a tensão de compressão e a força de corte imposta à ligação GFRP/betão dos ensaios de corte à 0 horas. Colocou-se no Apêndice D, os restantes gráficos dos ensaios de corte submetidos aos envelhecimentos estudados.

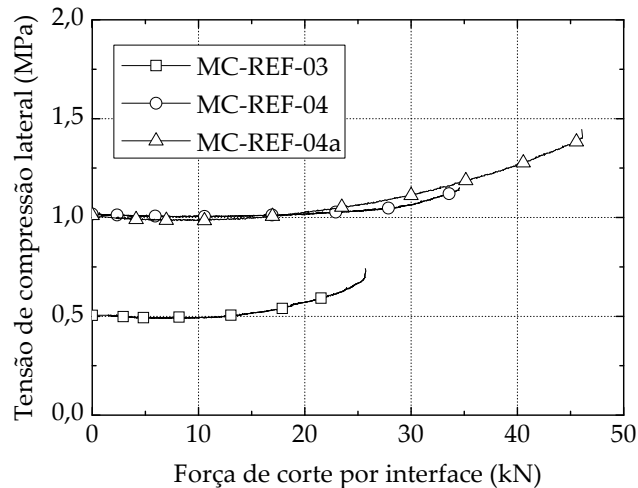


Figura 4.22: Tensão de compressão lateral *vs.* força de corte por interface dos ensaios de referência.

4.5.2. Tensões de aderência médias e máximas

As tensões de aderência médias são calculadas a partir da hipótese de que as tensões de aderência se distribuem uniformemente pela superfície de colagem. No caso em que o comprimento de colagem (L_b) é superior ao comprimento de transferência (L_t), as tensões de aderência médias deverão ser calculadas com base no comprimento de transferência em detrimento do comprimento de colagem. Deste modo, consegue-se uma melhor aproximação à tensão de aderência máxima eliminando-se uma parte da superfície de colagem não solicitada aquando da força máxima. Mesmo nestas circunstâncias, ao dividir-se a força máxima pela superfície de colagem, conforme se mostrou anteriormente, pode-se ser conduzido facilmente para resultados muito diferentes daqueles ocorridos no ensaio.

Assim sendo, determinam-se as tensões de aderência máximas a partir da relação:

$$\tau_{\max} = \beta \times \tau_{\text{med}} \quad (4.13)$$

onde β é uma constante obtida a partir das expressões (4.10) ou/e (4.11) (veja-se ainda a Figura 4.4).

Os resultados obtidos nos provetes de referência são apresentados na Tabela 4.2 tendo-se colocado em forma de tabela no Apêndice I, página 465, os dados obtidos para cada um dos ensaios de corte duplo realizados. Saliente-se ainda que o comprimento de transferência da ligação GFRP/betão foi obtido a partir da expressão (4.4) e cujas propriedades do compósito de GFRP e do betão foram quantificadas no Capítulo 3. O comprimento de transferência (L_t) da ligação calculado foi de 212,6mm.

As tensões de aderência máximas estimadas para a ligação GFRP/betão sem qualquer tipo de envelhecimento acelerado estão apresentadas na Tabela 4.2. Os resultados mostram que as tensões de aderência máximas aumentam com a imposição de uma tensão de compressão à superfície de colagem. A Figura 4.23 mostra as variações das tensões de aderência máximas para as diferentes situações de ensaio (com

ou sem tensão de compressão lateral) ao longo do tempo de exposição aos agentes ambientais agressivos.

Tabela 4.2: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes de referência.

Provete	$\kappa = L_b/L_t$	$\beta = \tau_{\max}/\tau_{med}$	τ_{med} (MPa)	τ_{\max} (MPa)
	Expressões (4.10) e (4.11)		Expressão (4.8)	Expressão (4.13)
MC-REF80-01	0,691	1,296	1,52	1,97
MC-REF80-02	0,682	1,288	1,40	1,81
MC-REF80-02a	0,682	1,288	1,21	1,56
MC-REF20-01	0,706	1,309	1,46	1,91
MC-REF20-02	0,706	1,309	1,85	2,42
MC-REF80-03	0,687	1,292	2,20	2,85
MC-REF80-04	0,699	1,303	2,91	3,79
MC-REF80-04a	0,689	1,294	3,94	5,09

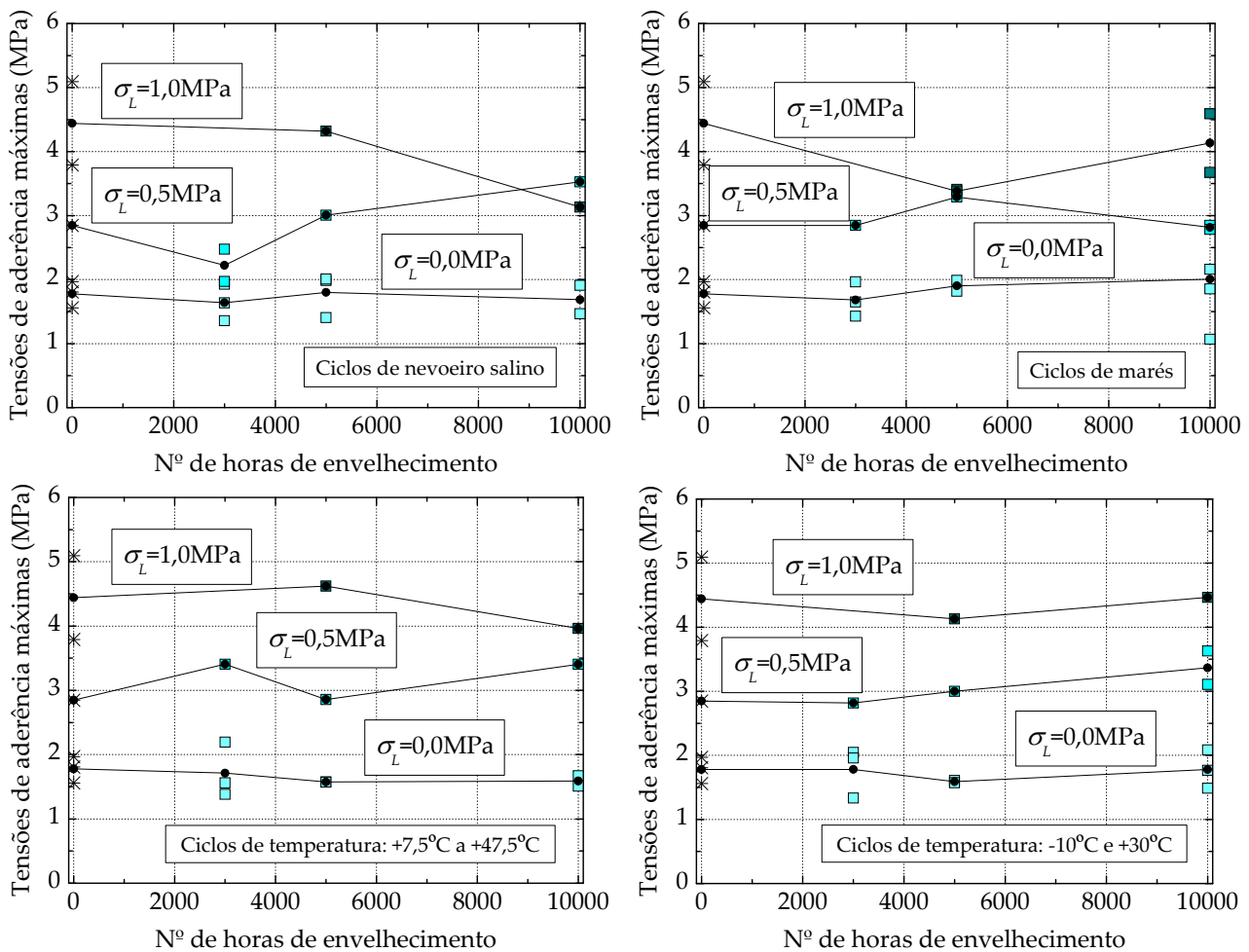


Figura 4.23: Evolução das tensões de aderência máximas com o número de horas de envelhecimento.

4.5.3. Energia de fractura do Modo II

O conceito de energia de fractura é outro parâmetro importante na definição da força máxima transmitida ao compósito. Nos casos em que $L_b \geq L_t$, a energia de fractura relativa ao Modo II (G_F^{II}) pode ser calculada de acordo com a expressão:

$$F_{\max} = b_f \cdot \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} \quad (4.14)$$

e que foi usada no trabalho experimental de Ferracuti [63].

A metodologia seguida por Ferracuti [63] baseia-se no princípio de que a força transmitida ao FRP aumenta assintoticamente para a força máxima (F_{\max}). Nos casos em que $L_b < L_t$, a força máxima transmitida ao FRP não é alcançável pelo que, deve ser calculada, de acordo com Neubauer e Rostásy [115] afectando a expressão (4.14) pelo termo $2\kappa - \kappa^2$ e em que κ é a relação entre os comprimentos colado (L_b) e de transferência (L_t) da ligação FRP/betão. De forma mais geral, a expressão (4.14) pode ser reescrita sob a forma:

$$F_{\max} = \begin{cases} b_f \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \kappa \cdot (2 - \kappa) \cdot b_f \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (4.15)$$

Resolvendo a expressão (4.15) em ordem à energia de fractura do Modo II, obtém-se a expressão:

$$G_F^{II} = \begin{cases} \frac{F_{\max}^2}{2b_f^2 \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \frac{F_{\max}^2}{2\kappa^2 \cdot (2 - \kappa)^2 \cdot b_f^2 \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (4.16)$$

No entanto, de acordo com Teng e Chen *et al.* [105], a força máxima transmitida ao FRP nos casos em que $L_b < L_t$, pode ser reduzida pelo termo β_L definido por:

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \kappa\right) & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (4.17)$$

Neste caso, a força máxima transmitida ao FRP passa a ser calculada a partir da expressão:

$$F_{\max} = \begin{cases} b_f \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \kappa\right) \cdot b_f \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (4.18)$$

Calculou-se, de acordo com Neubauer and Rostásy [115] e Teng e Chen *et al.* [105], uma redução na força máxima transmitida ao FRP de, respectivamente, cerca de 8% e 10% nos provetes de referência e sem compressão lateral [65].

Assumindo o factor de redução proposto por Teng e Chen *et al.* [105], a energia de fractura do Modo II é calculada de acordo com a expressão:

$$G_{F^{II}} = \begin{cases} \frac{F_{\max}^2}{2b_f^2 \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \frac{F_{\max}^2}{[1 - \cos(\pi \cdot \kappa)] \cdot b_f^2 \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (4.19)$$

Os resultados obtidos para os ensaios às 0 horas estão apresentados na Tabela 4.3 tendo-se colocado no Apêndice I, página 467, todos os resultados calculados para cada um dos ensaios de corte duplo realizados. Os resultados evidenciam que a energia de fractura aumenta quando se submete a superfície de colagem a uma tensão de compressão.

Tabela 4.3: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes de referência.

Provete	$G_{F^{II}}$ (N/mm)		$G_{F^{II}}$ (N/mm)	
	Expressão (4.16)	Média	Expressão (4.19)	Média
MC-REF80-01	0,510		0,534	
MC-REF80-02	0,429	0,419	0,450	0,440
MC-REF80-02a	0,319		0,335	
MC-REF20-01	0,481		0,501	
MC-REF20-02	0,773	0,627	0,805	0,653
MC-REF80-03	1,066	1,066	1,116	1,116
MC-REF80-04	1,893		1,975	
MC-REF80-04a	3,413	2,653	3,571	2,773

As diferenças encontradas entre as expressões (4.16) e (4.19) são pequenas e podem ser facilmente explicadas através do gráfico apresentado na Figura 4.24. Para Neubauer e Rostásy [115], a relação L_b/L_t proporciona uma força máxima transmitida ao FRP maior do que a proposta de Teng e Chen *et al.* [105]. No entanto a diferença entre elas não é muito significativa e tende a diminuir com o aumento da relação entre os comprimentos colados e de transferência (κ) da ligação GFRP/betão. Para os valores calculados, o valor de κ está compreendido entre 0,68 e 0,80 o que significa uma diferença relativa entre ambos os métodos de 2,7% e 0,9%.

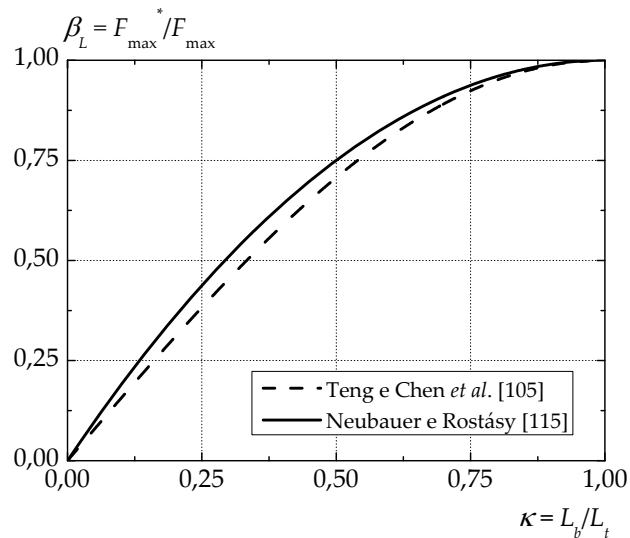


Figura 4.24: Factores de redução para a força máxima transmitida ao FRP quando $\kappa < 1$.

4.5.4. Extensões máximas

A partir das forças máximas obtidas e apresentadas no Sub-Capítulo 4.5.1, as extensões máximas no compósito de GFRP podem ser calculadas a partir da expressão:

$$\varepsilon_{f,\max} = \frac{F_{\max}}{b_f \cdot E_f \cdot t_f} \quad (4.20)$$

Os resultados encontram-se indicados no Apêndice I, página 469, desde a Tabela I.13 à Tabela I.15.

As extensões máximas calculadas ficam muito aquém das extensões de ruptura dos provetes planos de GFRP ensaiados à tracção (veja-se o Sub-Capítulo 3.4). Esta evidência torna bastante claro que o reforço de estruturas com compósitos de FRP apresenta uma desvantagem importante, ou seja, com o descolamento do compósito de GFRP da superfície de betão não se consegue tirar partido da resistência mecânica total que o compósito possui. No entanto, ao submeter a ligação a uma tensão de compressão, as extensões máximas subirão levando a um melhor aproveitamento das capacidades resistentes do GFRP. Assim, a adopção de sistemas de ancoragem que imponham uma tensão de compressão à ligação poderá permitir tirar maior partido das capacidades mecânicas do GFRP e poderá ser uma boa alternativa à prática do reforço exterior de estruturas com compósitos de FRP. A mesma conclusão foi obtida, por exemplo, por Chastre [7] para ensaios realizados com chapas de aço coladas em prismas de betão ou por Mendes [175] e cujos ensaios realizados consistiram na colagem de laminados de CFRP em prismas de betão armado.

Comparativamente a [18], as extensões máximas obtidas nos provetes de corte são muito inferiores às obtidas anteriormente em ensaios de flexão de 4 pontos. No trabalho [18], as extensões máximas obtidas para os provetes de referência (sem envelhecimentos) foi de 0,63%, ou seja, praticamente o dobro do que se obteve nos ensaios de corte agora realizados. De igual modo, nos ensaios de flexão de 3 pontos realizados por Lucas [137] as extensões máximas obtidas para os provetes de referência

situaram-se nos 0,70%. Refira-se que em ambos os casos, os comprimentos de colagem (L_b) utilizados foram sempre superiores aos comprimentos de transferência (L_t) das ligações GFRP/betão o que proporciona um aumento da força máxima transmitida ao FRP e, conseqüentemente, uma extensão máxima também maior.

Na Figura 4.25 mostram-se as evoluções das extensões máximas com o número de horas de envelhecimento para os envelhecimentos acelerados estudados. As evoluções das extensões máximas são, qualitativamente, semelhantes às evoluções das forças máximas uma vez que aquelas foram calculadas a partir da expressão (4.20). Realce-se ainda que as variações produzidas pelos respectivos envelhecimentos acelerados sobre o módulo de elasticidade do GFRP (calculados no Sub-Capítulo 3.8.2) foram também tidas em consideração neste cálculo.

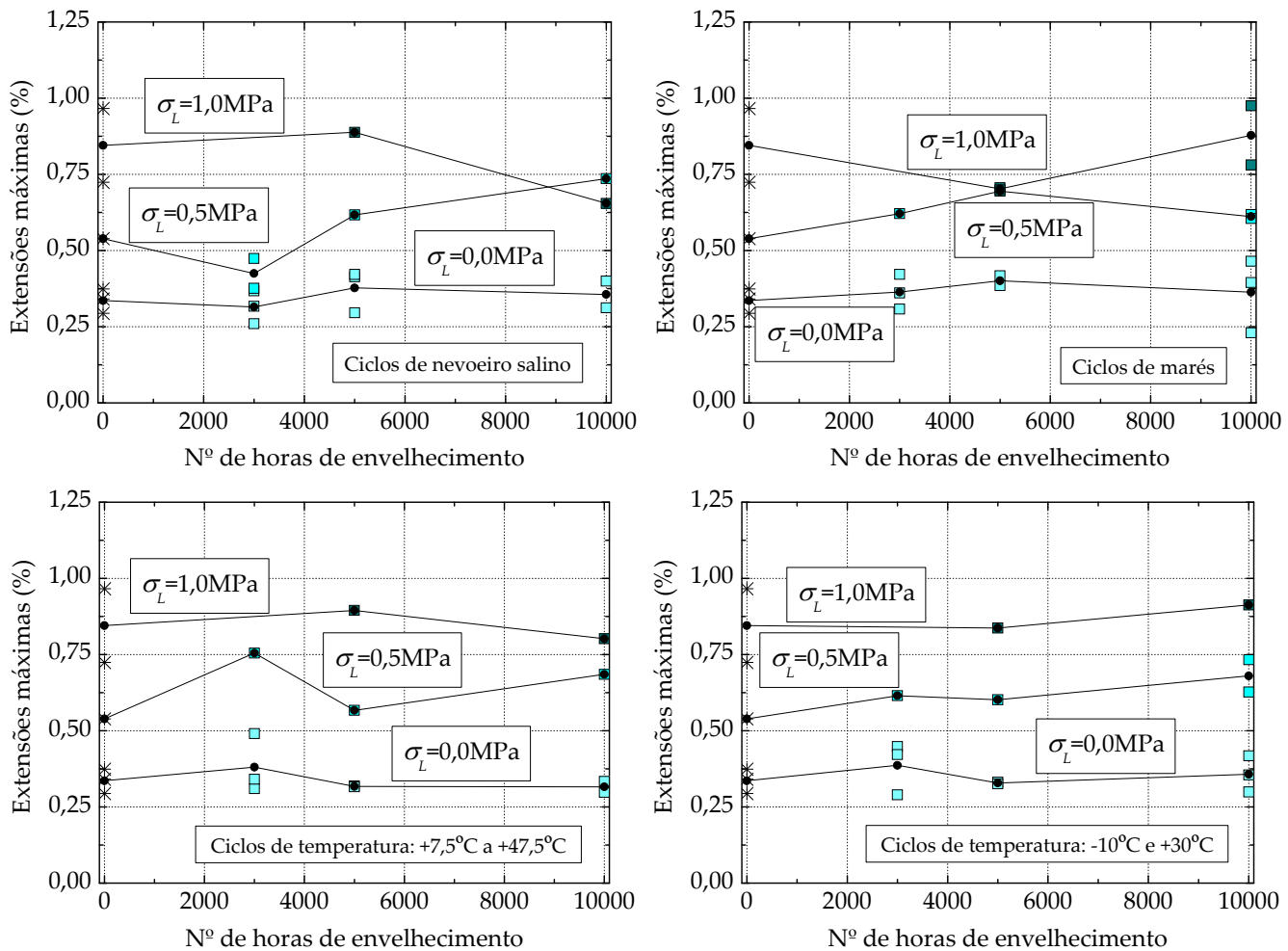


Figura 4.25: Evolução das extensões máximas no GFRP com o número de horas de envelhecimento.

4.5.5. Envoltente de ruptura

O comportamento da ligação GFRP/betão na ruptura é considerado por alguns autores [128-130] como um comportamento que pode seguir o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A envoltente de ruptura da ligação GFRP/betão fica definida pela coesão (c) a qual pode ser calculada com base em ensaios de corte sem compressão

lateral. A partir da abordagem teórica feita anteriormente e que conduziu à expressão (4.13), a tensão de aderência máxima e a coesão são consideradas como o mesmo parâmetro já que, a envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb é definida por

$$\tau = c + \sigma_L \times \tan \phi \quad (4.21)$$

e ao impor uma tensão lateral (σ_L) igual a zero (situação idêntica aos ensaios realizados com os provetes sem compressão lateral) obtém-se uma igualdade entre a coesão e a tensão de aderência.

O ângulo de atrito interno da ligação (ϕ) pode ser determinado com base nos ensaios com compressão lateral da superfície de colagem. Ao conhecer-se o valor da coesão da ligação, a tensão de aderência máxima obtida nos ensaios de corte com compressão lateral é subtraída pela coesão calculada pelos ensaios de corte sem compressão lateral e o ângulo de atrito determinado a partir da expressão (4.21). A definição da coesão e do ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão permite a definição de uma envolvente de ruptura para a ligação.

Na Tabela I.16 do Apêndice I, página 471, encontram-se indicados os resultados obtidos para os ângulos de atrito obtidos para os ensaios realizados com e sem envelhecimento. Saliente-se ainda que as coesões da ligação GFRP/betão correspondem às tensões de aderência máximas já discutidas anteriormente pelo que, apenas se apresenta a tabela relativa aos ensaios de corte com compressão lateral com as respectivas coesões usadas no cálculo.

Nos gráficos da Figura 4.26 apresentam-se as variações do ângulo de atrito interno com o número de horas de envelhecimento imposto à superfície de colagem. Note-se novamente que as variações das coesões com o número de horas de envelhecimento correspondem aos gráficos das tensões de aderência máximas dos provetes sem compressão lateral e cujas variações estão representadas na Figura 4.23 com $\sigma_L=0,0\text{MPa}$.

Dos gráficos da Figura 4.26 pode afirmar-se que nos ensaios cujos provetes foram submetidos a ciclos de nevoeiro salino e de marés, o ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão apresentou uma tendência para diminuir com o número de horas de envelhecimento. Porém, às 3000 horas, os provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino apresentaram valores baixos especialmente o provete MC-NS-03 (assinalado pelo quadrado a encarnado) e que se excluiu da média para esse estágio de envelhecimento. Nos ciclos de marés, o último estágio de envelhecimento apresentou, em média, um decréscimo de 7,6% enquanto que nos ciclos de nevoeiro salino esse decréscimo foi apenas de 1,4%. Esta diminuição do ângulo de atrito pode ser explicada pela presença de água na interface GFRP/betão e que faz diminuir o atrito entre o GFRP e o betão. De acordo com Büyüköztürk [26], uma ligação entre um compósito de FRP e um betão sob o efeito da água fica totalmente saturada ao fim de aproximadamente 1500 horas de exposição pelo que, a partir desta altura o efeito da água sobre a ligação já se deve fazer notar.

Nos ensaios submetidos a ciclos de temperatura, o ângulo de atrito aumentou no último estágio de envelhecimento quando comparado com o calculado às 0 horas. Nos ciclos de temperatura entre os $+7,5^\circ\text{C}$ e os $47,5^\circ\text{C}$ o aumento médio foi de 5,4% enquanto

que nos ciclos de temperatura entre os -10°C e os $+30^{\circ}\text{C}$ o aumento verificado foi de 5,8%.

A Figura 4.27 mostra a envolvente de ruptura determinada para os ensaios de referência tendo-se remetido para o Apêndice E as restantes envolventes de ruptura relativas aos ensaios dos provetes submetidos aos diferentes agentes ambientais.

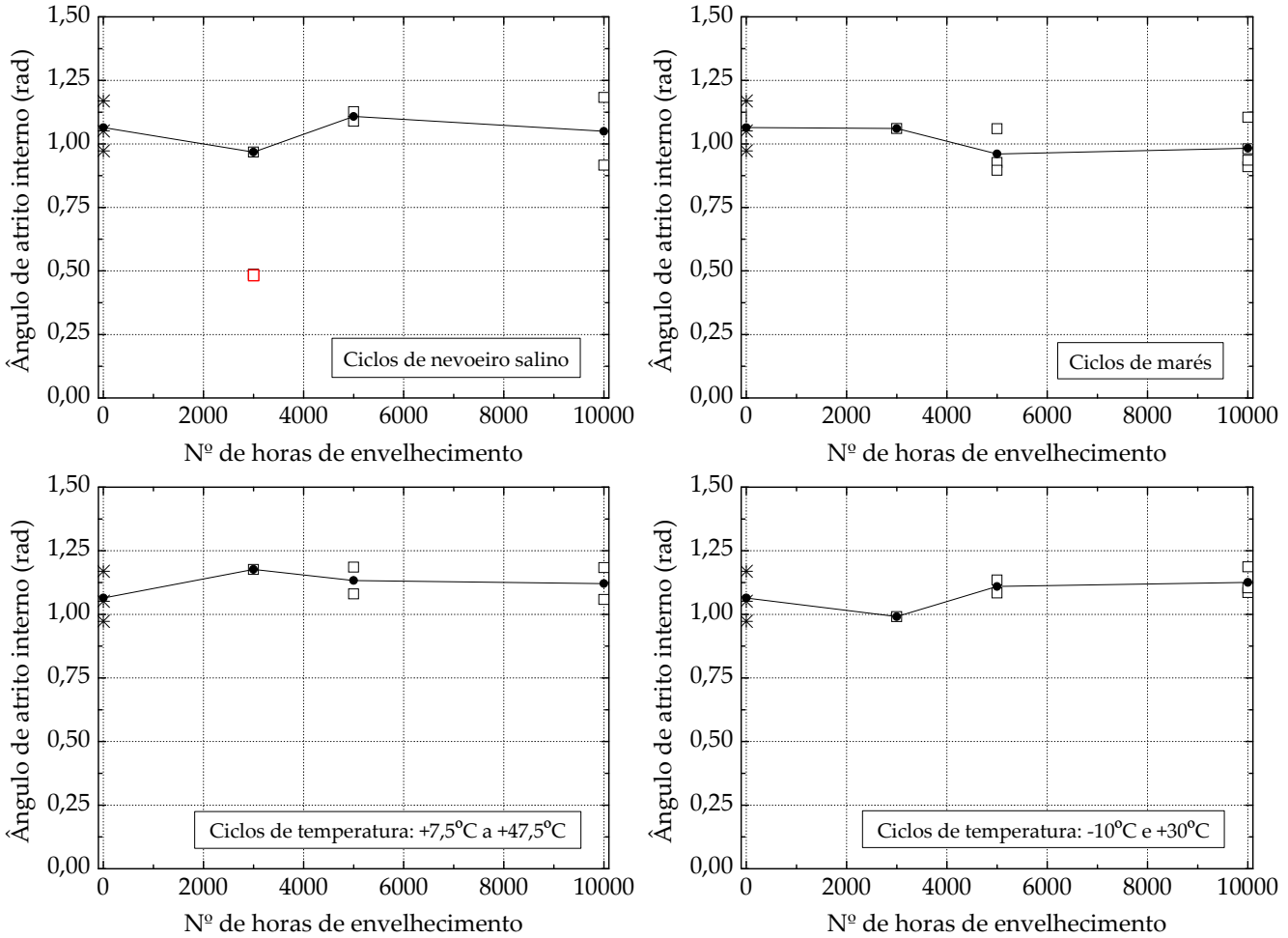


Figura 4.26: Evolução do ângulo de atrito interno com o número de horas de envelhecimento.

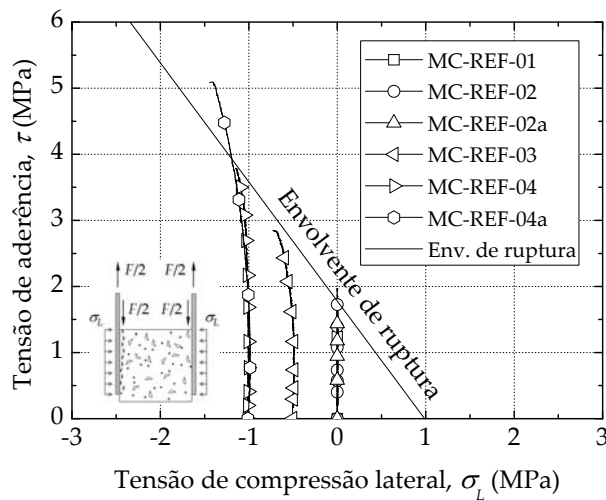


Figura 4.27: Evolvente de ruptura para os provetes de referência.

4.6. Modelo de cálculo da envolvente de ruptura

O modelo de cálculo que se desenvolve a seguir serviu de base ao trabalho publicado em 2012 por Biscaia *et al.* [65] e cujo conhecimento da energia de fractura da ligação e do comprimento de transferência é essencial. Dos ensaios apresentados em [65], para além de se ter estudado o comportamento da ligação GFRP/betão em três betões de classe distinta, foram incluídos os resultados obtidos a partir dos ensaios de corte dos provetes de referência. De todos os ensaios realizados, aqueles que revelaram uma energia de fractura maior foram, conforme inicialmente esperado, os submetidos a uma tensão de compressão lateral. Os acréscimos de tensão de corte na ruptura foram, na sua generalidade, directamente proporcionais à tensão de compressão imposta à ligação pelo que, o comportamento da ligação está em conformidade com a teoria de ruptura de Mohr-Coulomb. Combinando este acréscimo de tensões de aderência na ruptura com as forças máximas transmitidas ao GFRP através das expressões (4.16) ou (4.19), torna mais evidente a necessidade em se mobilizar mais energia para romper a ligação GFRP/betão.

Explica-se em seguida o modelo proposto em [65] para a determinação da coesão e ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão para diferentes classes de betão.

A Figura 4.28 mostra a relação entre a energia de fractura do Modo II e a tensão de tracção média do betão (f_{ctm}) tendo em conta a tensão de compressão lateral imposta à interface GFRP/betão. Os pontos coloridos correspondem aos resultados experimentais enquanto que as linhas se referem às respectivas linhas de tendência para cada tipo de ensaio (com e sem compressão lateral).

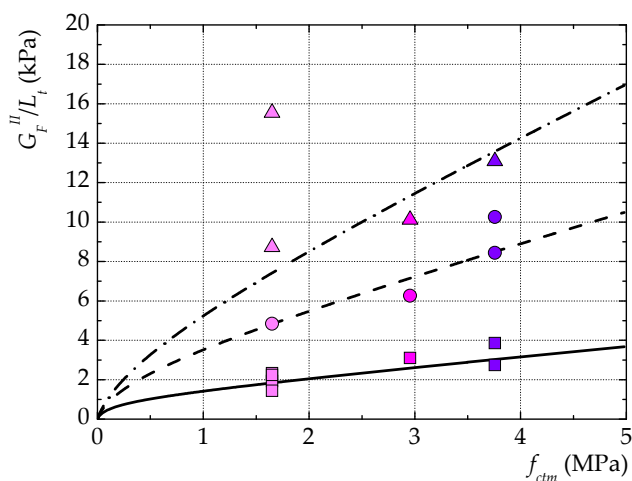
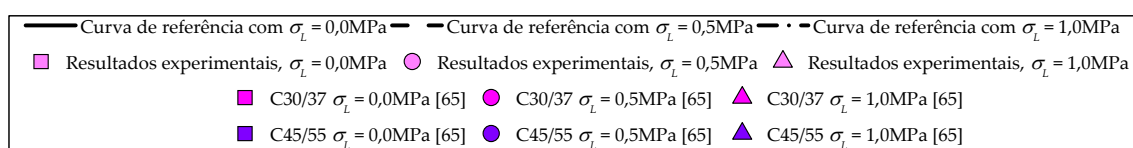


Figura 4.28: Relação entre G_F^{II}/L_t e f_{ctm} .

A expressão:

$$\frac{G_F^{II}}{L_t} = \frac{(0,02 - \chi) \cdot f_{ctm}}{\left[1 + \left(\frac{(0,02 - \chi) \cdot f_{ctm}}{3 \cdot \chi} \right)^{1/2} \right]^2} + \chi \cdot f_{ctm} \quad (4.22)$$

representa a linha de tendência de cada situação com e sem compressão lateral e onde χ é uma constante que depende do nível de compressão lateral imposto à interface. Os valores de χ são determinados de acordo com:

$$\chi = \frac{1 + 4 \cdot \sigma_L}{2000} \quad (4.23)$$

Os resultados mostram que quanto maior é a classe de resistência do betão, maior é a relação entre a energia de fractura do Modo II (G_F^{II}) e o comprimento de transferência (L_t). Para isso, e conforme se mostrou anteriormente, o comprimento de transferência também contribui para esse aumento uma vez que com o aumento da classe de resistência do betão, o comprimento de transferência diminui (veja-se a expressão (4.4)).

Relativamente à coesão da ligação, nota-se que com o aumento da classe de resistência do betão a coesão também aumenta. A Figura 4.29 mostra a variação da coesão em função da resistência à tracção média do betão com a relação entre a energia de fractura do Modo II envolvida no processo de destacamento do compósito de GFRP da superfície de betão. Saliente-se que, quando uma tensão de compressão é imposta à superfície de colagem, a energia de fractura é incrementada e os resultados aproximam-se rapidamente do eixo das ordenadas, ou seja, a relação G_F^{II}/L_t aumenta significativamente. Contudo, a coesão não pode ser afectada por se tratar de uma propriedade intrínseca da interface. Os pontos coloridos na Figura 4.29 representam os resultados obtidos experimentalmente enquanto que as linhas correspondem às respectivas linhas de tendência para cada tipo de ensaio (com e sem compressão lateral). As linhas de tendência são expressas de acordo com:

$$c = \lambda_{REF} \cdot \sqrt{\frac{f_{ctm} \cdot G_F^{II}}{L_t}} \quad (4.24)$$

onde λ_{REF} pode ser tomado, no caso do betão C12/15, igual a 32. Os valores de λ_{REF} estão tabelados em 4.4.

Tabela 4.4: Valores de λ_{REF} [65].

Classe do betão	Tensão de compressão lateral		
	0,0MPa	0,5MPa	1,0MPa
C12/15	32,0	20,0	13,0
C30/37	32,0	20,0	16,0
C45/55	32,0	18,5	16,0

O ângulo de atrito também aumenta com o aumento da resistência do betão. A Figura 4.30 mostra os resultados experimentais por intermédio de pontos enquanto que a linha a cheio é definida pela expressão:

$$\phi = 0,003 \cdot f_{cm} \cdot \left(1 + \frac{196}{\sqrt{1 + 0,35 \cdot f_{cm}^2}} \right) \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (4.25)$$

que relaciona o ângulo de atrito da ligação GFRP/betão com a resistência à compressão média do betão (f_{cm}).

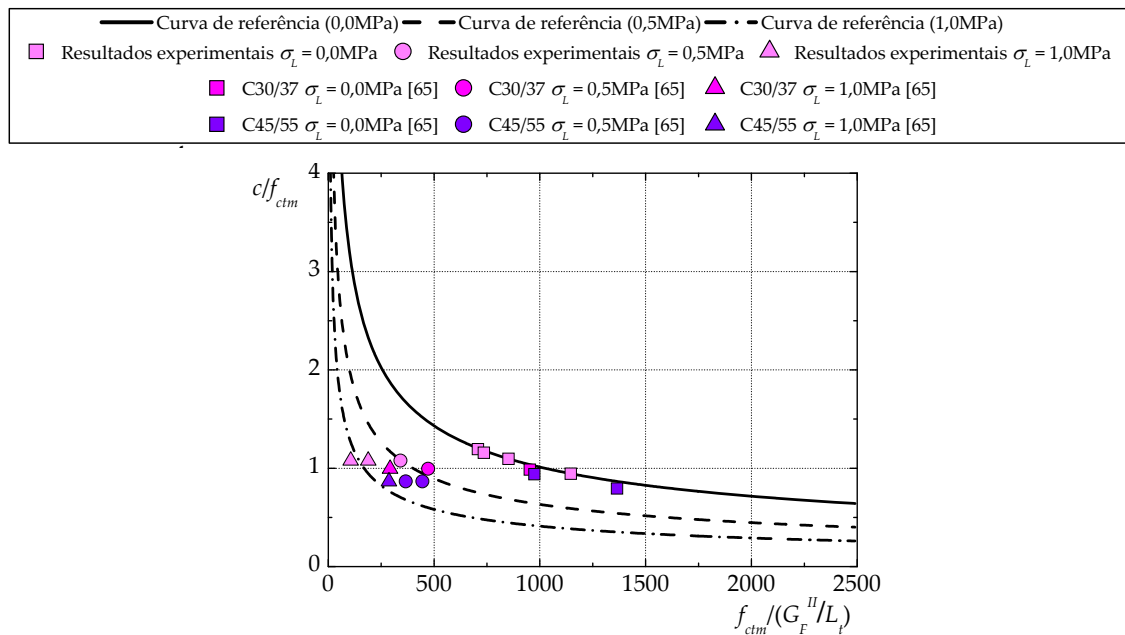


Figura 4.29: Variação da coesão (c) com a resistência à tracção média do betão (f_{ctm}) e com a relação G_F^{II}/L_i .

A influência da origem ou/e do tipo de dimensão do agregado poderá influenciar os resultados originando maior ou menor atrito na superfície de colagem. Assumindo a expressão (4.25), os resultados mostram que o ângulo de atrito para o betão da classe C30/37 fica ligeiramente sobre-estimado. Apesar de em todos os betões o agregado ser de origem calcária, note-se que para os betões C12/15 e C45/55 o agregado tinha uma dimensão média de 15mm enquanto que para o betão C30/37 as dimensões do agregado eram aproximadamente iguais a 25mm.

De acordo com a metodologia apresentada, as envolventes de ruptura para os betões de classe C12/15 até à classe C45/55 podem ser agora estimadas. Com base em (4.21), todas as envolventes de ruptura podem ser estimadas calculando a coesão e ângulo de atrito a partir das expressões (4.22) e (4.24) usando $\sigma_L=0\text{MPa}$. Os resultados estão tabelados em 4.5 onde uma estimativa para a coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) da ligação GFRP/betão é apresentada para diferentes classes de betão.

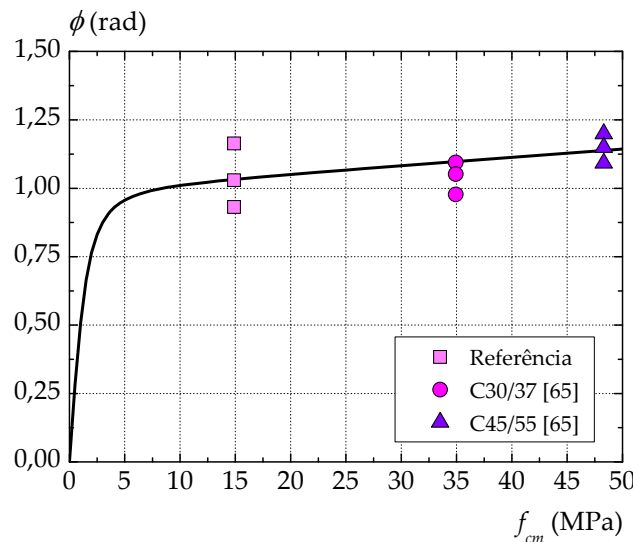


Figura 4.30: Variação do ângulo de atrito com as propriedades do betão.

Tabela 4.5: Parâmetros para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para diferentes classes de betão [65].

Parâmetro	Classes de resistência do betão							
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f_{ctm} (MPa) (*)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8
f_{cm} (MPa) (*)	20	24	28	33	38	43	48	53
Relação G_{FII}/L_t (kPa)	2,58	2,84	3,09	3,41	3,64	3,87	4,09	4,32
Coesão, c (MPa)	1,82	2,03	2,24	2,53	2,68	2,83	2,98	3,13
Ângulo de atrito, ϕ (rad)	1,050	1,063	1,076	1,092	1,107	1,122	1,137	1,152

(*) Valores de acordo com o EC2 [163].

Em resumo, os passos a seguir na determinação da coesão e ângulo de atrito da ligação GFRP/betão são os seguintes:

- (i) Determinação do comprimento de transferência (L_t) de acordo com a expressão (4.4) assumindo, no caso do GFRP, $c_2=0,8$;
- (ii) A energia de fractura do Modo II (G_{FII}) é estimada de acordo com a expressão (4.22) onde χ é calculado de acordo com a expressão (4.23). Nos ensaios de corte sem compressão lateral a tensão de compressão lateral (σ_L) é igual a 0;
- (iii) A coesão (c) da interface pode ser estimada de acordo com a expressão (4.24);
- (iv) O ângulo de atrito interno (ϕ) pode ser calculado de acordo com a expressão (4.25). Esta expressão depende apenas da resistência à compressão do betão (f_{cm}).

Uma vez que a ligação GFRP/betão tem um comportamento na ruptura que segue o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a força máxima nos provetes com compressão lateral pode também ser estimada. À medida que se incrementa a tensão de compressão lateral ($\Delta\sigma$), a superfície de colagem fica também sujeita a um incremento de tensão de corte ($\Delta\tau$) de acordo com a expressão:

$$\Delta\tau = \tan(\phi) \cdot \Delta\sigma_L \quad (4.26)$$

A tensão de compressão lateral toma sinal positivo se se considerar um incremento de tensão de compressão sob a interface e toma sinal negativo no caso contrário.

Introduzindo na expressão (4.26) as expressões (4.8) e (4.13), o incremento de força pode ser calculado a partir da expressão:

$$\Delta F = \tan(\phi) \cdot \Delta\sigma_L \cdot b_f \cdot L_b \cdot \beta^{-1} \quad (4.27)$$

onde o parâmetro β (relação entre as tensões de aderência máxima e média) tem em consideração a relação entre os comprimentos de colagem e de transferência pelo que, não se afecta a expressão (4.27) com qualquer dos factores de redução propostos por Neubauer e Rostásy [115] ou por Teng e Chen *et al.* [105].

Na Figura 4.31 mostra-se a relação obtida entre o incremento de força verificado experimentalmente (ΔF_{exp}) com o incremento de força previsto (ΔF_{prev}) recorrendo à expressão (4.27). Os resultados mostram que existe uma boa previsão dos resultados e que, os ensaios com uma tensão de compressão lateral de 0,5MPa tiveram um incremento de força até 15kN enquanto que para os ensaios com uma tensão de compressão inicial de 1,0MPa verificou-se, relativamente aos provetes sem compressão lateral, um incremento até 30kN.

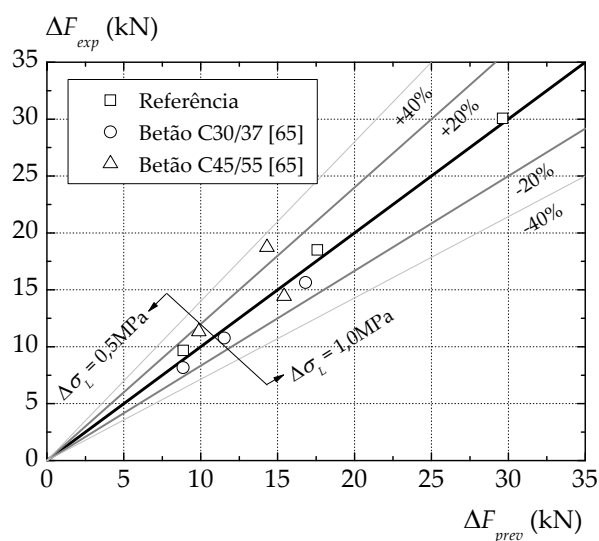


Figura 4.31: Relação entre o incremento de força medido, ΔF_{exp} e o incremento de força previsto, ΔF_{pred} .

A força máxima transmitida ao compósito de GFRP pode ser finalmente calculada somando à expressão (4.27) a expressão (4.15) ou (4.18). Saliente-se ainda que, na determinação da força de ruptura, o incremento da tensão de compressão lateral ($\Delta\sigma_L$) da expressão (4.27) corresponde à tensão de compressão lateral ocorrida na ruptura e, conforme se mencionou no Sub-Capítulo 4.5, esta tensão de compressão é maior que a tensão de compressão inicialmente imposta à superfície de colagem. Verificou-se ainda que, em média, a tensão de compressão lateral no final do ensaio aumentou cerca de

32% relativamente à tensão compressão inicial. Comparativamente aos betões de classe C30/37 e C45/55, este aumento diminuiu para 24% e 13% com o aumento da classe do betão.

4.6.1. Efeitos do envelhecimento acelerado

A metodologia a seguir na determinação das envolventes de ruptura tomando em consideração os envelhecimentos acelerados é semelhante à exposta anteriormente. Porém, alguns ajustes são necessárias e que se expõem em seguida.

A determinação da relação entre a energia de fractura e o comprimento de transferência vem determinada em função do tipo de envelhecimento imposto à superfície de colagem. Os gráficos da Figura 4.32 mostram as relações obtidas para $(G_F^{II}/L_t)_{ENV}$ em função do tipo e horas de envelhecimento relativamente ao mesmo valor determinado nos ensaios de referência e sem compressão lateral, $(G_F^{II}/L_t)_{REF}^{0MPa}$. As linhas de tendência estão representadas para os diferentes níveis de compressão lateral e cujas expressões são do tipo:

$$\left(\frac{G_F^{II}}{L_t}\right)_{ENV} = a \times \left(\frac{G_F^{II}}{L_t}\right)_{REF}^{0MPa} \quad (4.28)$$

onde a é a inclinação das linhas de tendência. Os valores calculados de a e os respectivos valores da aproximação são apresentados na Tabela 4.6. O valor de $(G_F^{II}/L_t)_{REF}^{0MPa}$ sendo igual a 2,0KPa, os valores estimados de $(G_F^{II}/L_t)_{ENV}$ para os envelhecimentos estudados estão também tabelados em 4.20.

Admitindo que a relação entre a energia de fractura do Modo II e a tensão de tracção média do betão (f_{ctm}) tendo em conta a tensão de compressão lateral imposta à interface GFRP/betão se mantém com os envelhecimentos impostos ao betão, então a expressão (4.22) pode ser usada mediante algumas alterações devidas ao efeito dos envelhecimentos. Assim, afectando a expressão (4.22) com a constante a obtém-se a expressão:

$$\left(\frac{G_F^{II}}{L_t}\right)_{ENV} = a \times \left\{ \frac{(0,02 - \chi) \cdot f_{ctm}}{\left[1 + \left(\frac{(0,02 - \chi) \cdot f_{ctm}}{3 \cdot \chi}\right)^{1/2}\right]^2} + \chi \cdot f_{ctm} \right\} \quad (4.29)$$

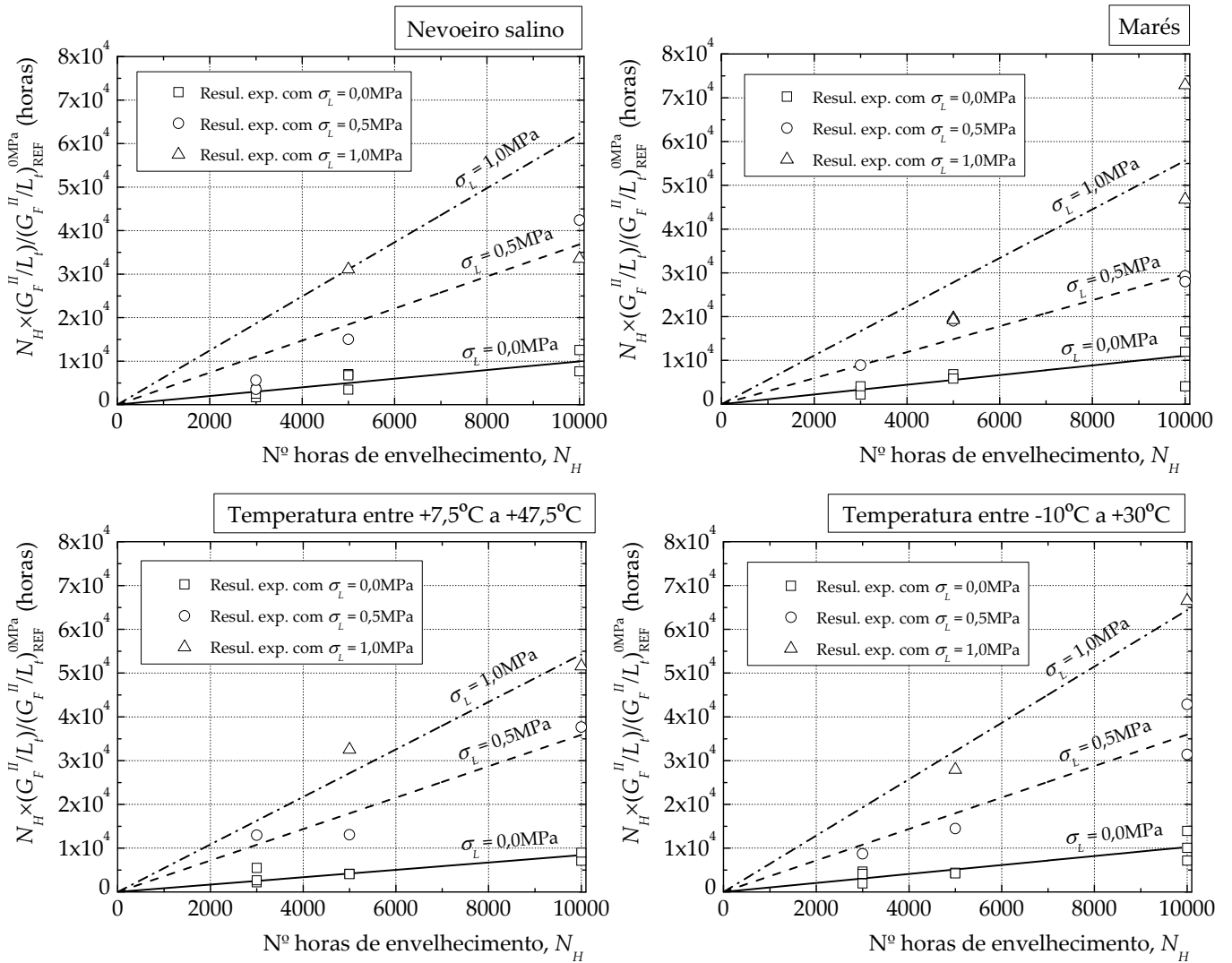


Figura 4.32: Determinação de G_F^{II}/L_t em função do tipo e horas de envelhecimento relativamente a $(G_F^{II}/L_t)_{REF}^{0MPa}$.

Sendo o parâmetro a uma constante obtida a partir dos valores de referência e para os ensaios sem compressão lateral, o valor de χ pode ser calculado a partir da expressão (4.23) com σ_L igual a 0. Deste modo, a expressão (4.29) pode ser simplificada sob a forma:

$$\left(\frac{G_F^{II}}{L_t}\right)_{ENV} = \frac{a}{2000} \times \left[\frac{39 \cdot f_{ctm}}{(1 + \sqrt{13 \cdot f_{ctm}})^2} + f_{ctm} \right] \quad (4.30)$$

A Figura 4.33 mostra as curvas obtidas a partir de (4.30) para os ciclos de marés remetendo-se todas as curvas para o Apêndice F, página 408. Estes gráficos pretendem mostrar as variações obtidas relativamente às curvas da expressão (4.22). Note-se ainda que o parâmetro a já tem em consideração os diferentes níveis de compressão impostos à ligação GFRP/betão.

Tabela 4.6: Valores de a e estimativa de G_{FII}/L_t .

Tipo de envelhecimento	σ_L (MPa)	N_H (horas)	a (-)	R^2	$(G_{FII}/L_t)_{ENV}$ (KPa)	$(G_{FII}/L_t)_{exp}$ (KPa)	Erro
Referência	0	0	-	-	-	2,00	-
Ciclos de nevoeiro salino	0	3000				1,67	-8,7%
		5000	0,995	0,8871	1,83	1,35	-26,2%
		10000				2,01	9,8%
	0,5	3000				3,02	-55,4%
		5000	3,682	0,8908	6,77	5,97	-11,8%
		10000				8,43	24,5%
	1,0	5000	6,222	1,000	11,45	12,36	8,0%
		10000				6,67	-41,8%
Ciclos de marés	0	3000				2,05	0,5%
		5000	1,108	0,7343	2,04	2,52	23,5%
		10000				2,16	-5,9%
	0,5	3000				5,89	-7,9%
		5000	2,970	0,9676	5,46	7,56	38,5%
		10000				5,69	-4,2%
	1,0	5000	5,565	0,8728	10,24	7,73	-24,5%
		10000				11,89	16,1%
Ciclos de temperatura entre +7,5°C a +47,5°C	0	3000				2,28	47,1%
		5000	0,840	0,8977	1,55	1,63	5,2%
		10000				1,60	3,2%
	0,5	3000				8,59	30,2%
		5000	3,589	0,9571	6,60	5,19	-21,4%
		10000				7,49	13,5%
	1,0	3000	5,426	0,9813	9,98	12,93	29,6%
		5000				10,25	2,7%
Ciclos de temperatura entre -10°C a +30°C	0	3000				2,36	24,9%
		5000	1,025	0,8721	1,89	1,71	-9,5%
		10000				2,06	9,0%
	0,5	3000				5,77	-12,7%
		5000	3,594	0,9299	6,61	5,75	-13,0%
		10000				7,38	11,7%
	1,0	5000	6,439	0,9924	11,85	11,11	-6,3%
		10000				13,22	11,6%

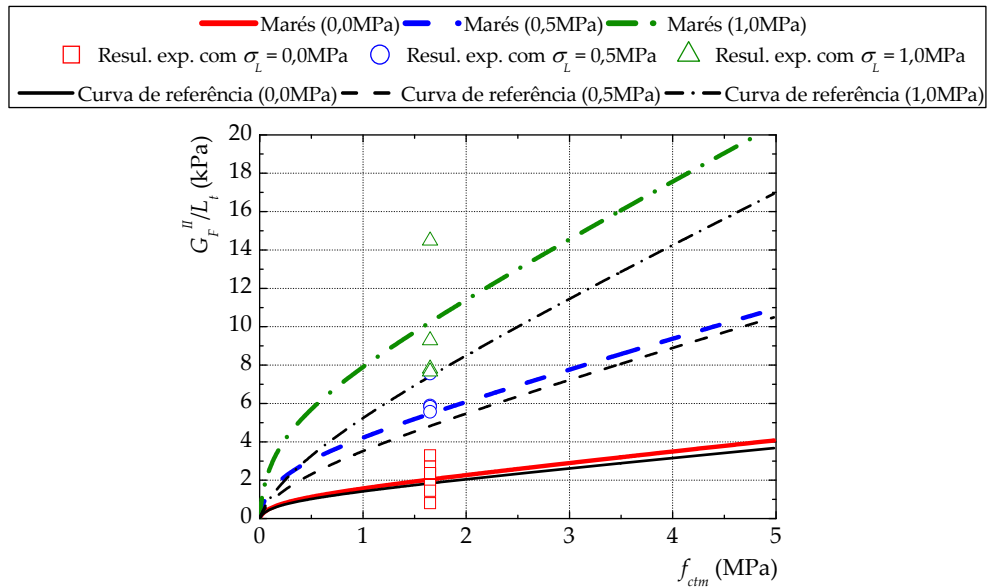


Figura 4.33: Curvas G_F^{II}/L_t vs. f_{ctm} para os ciclos de marés.

O valor da coesão, definida pelas curvas traduzidas pela expressão (4.24), é agora afectado por um parâmetro c_{ENV} que pretende ajustar as curvas representadas na Figura 4.29 com o tipo e horas de envelhecimento e nível de compressão imposto à superfície de colagem. Deste modo, a expressão (4.24) deve ser reescrita da seguinte forma:

$$c = c_{ENV} \cdot \lambda_{REF} \cdot \sqrt{\frac{f_{ctm} \cdot G_F^{II}}{L_t}} \quad (4.31)$$

As variações de c_{ENV} encontram-se representadas graficamente na Figura 4.34.

Dos resultados obtidos, apresentam-se na Tabela 4.7, os valores recomendados para o parâmetro c_{ENV} que cuja definição se baseou sempre pelo menor valor obtido por tempo de envelhecimento e por nível de tensão de compressão lateral imposta à ligação GFRP/betão.

À semelhança do que foi deduzido para a coesão, assumindo que a relação entre o ângulo de atrito e a resistência à compressão média do betão se mantém com os envelhecimentos induzidos à ligação GFRP/betão, afecta-se a expressão (4.25) com o parâmetro ϕ_{ENV} que pretende traduzir as variações encontradas para o ângulo de atrito em função do tipo e estágio de envelhecimento. Deste modo, a expressão (4.25) pode ser reescrita sob a forma:

$$\phi = 0,003 \cdot \phi_{ENV} \cdot f_{cm} \cdot \left(1 + \frac{196}{\sqrt{1 + 0,35 \cdot f_{cm}^2}} \right) \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (4.32)$$

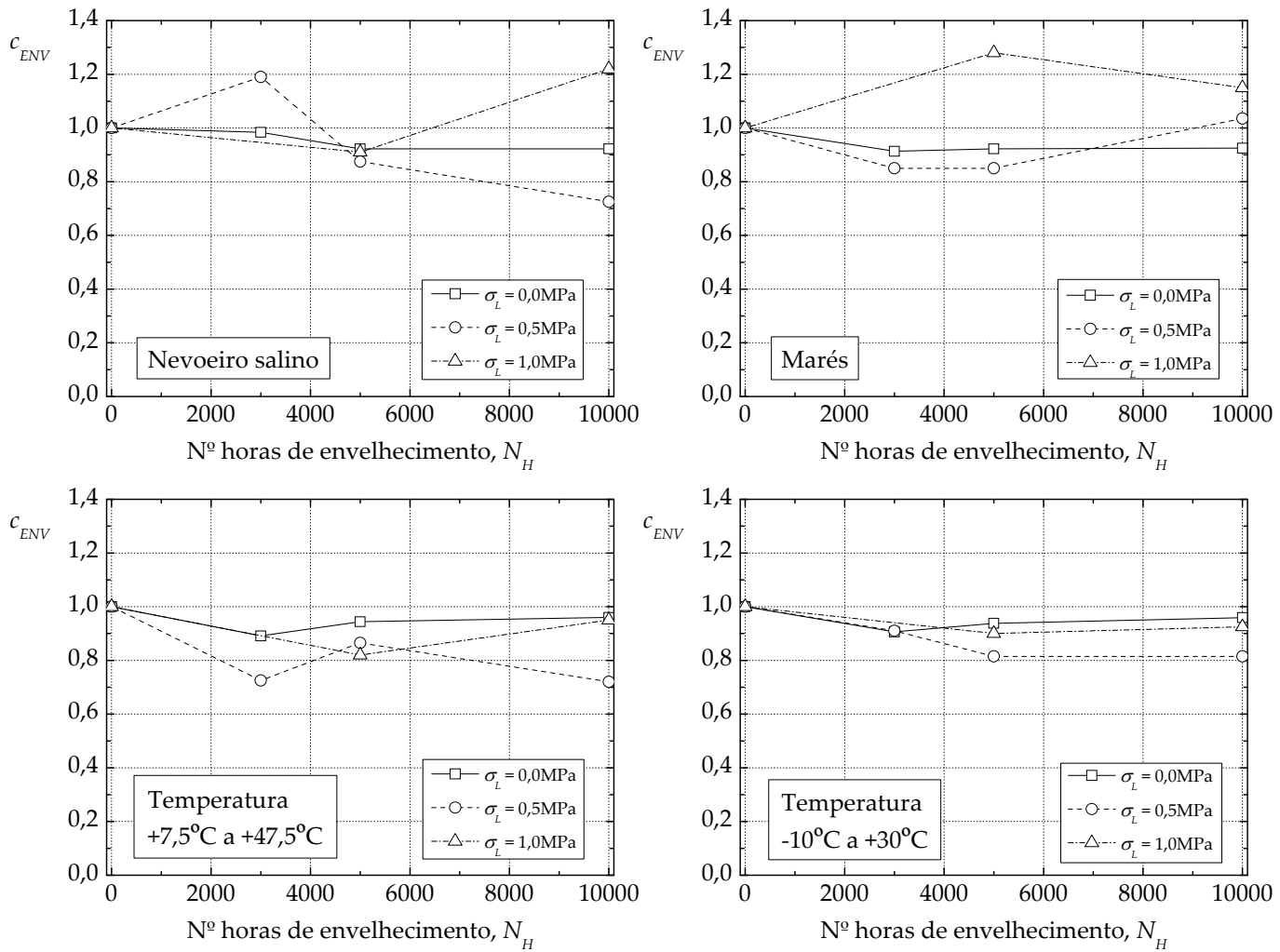


Figura 4.34: Evolução do coeficiente de envelhecimento c_{ENV} com o número de horas de envelhecimento.

A Figura 4.35 mostra as curvas obtidas a partir da expressão (4.32) para o caso particular dos ciclos de marés tendo-se colocado as restantes figuras no Apêndice F, página 414, com o intuito de se evidenciar as variações obtidas relativamente às curvas deduzidas a partir da expressão (4.26).

As variações de ϕ_{ENV} encontram-se representadas na Figura 4.36. Destes resultados, apresenta-se na Tabela 4.8, uma proposta para os valores do parâmetro ϕ_{ENV} e que cuja definição se baseou pelo menor valor obtido por tempo de envelhecimento. No entanto, no caso particular dos ensaios submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C a +30°C, o parâmetro ϕ_{ENV} foi sempre superior ao de referência pelo que se adoptou o valor de referência.

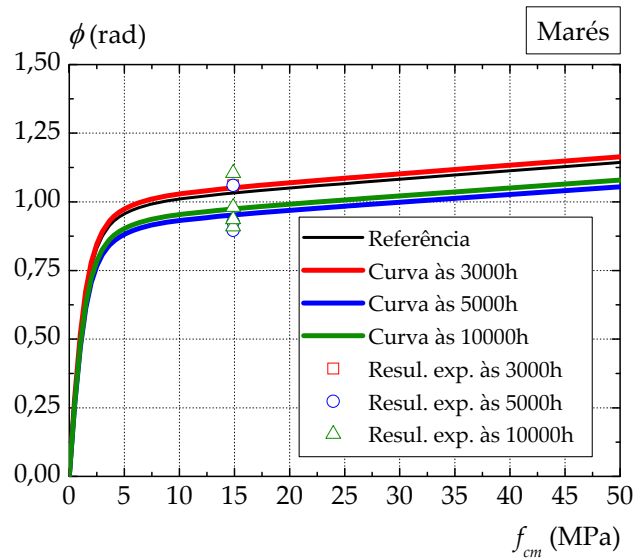


Figura 4.35: Curvas ϕ vs. f_{cm} para os ciclos de marés.

Tabela 4.7: Valores do coeficiente de envelhecimento relativos à coesão da ligação GFRP/betão,

C_{ENV} .

Tipo de Envelhecimento	C_{ENV}				Proposto
	0h	3000h	5000h	10000h	
Referência	1,00	-	-	-	1,00
Ciclos de nevoeiro salino	-	0,98	0,88	0,73	0,73
Ciclos de marés	-	0,85	0,85	0,93	0,85
Ciclos de temperatura entre +7,5°C a +47,5°C	-	0,73	0,82	0,72	0,72
Ciclos de temperatura entre -10°C a +30°C	-	0,91	0,82	0,82	0,82

Tabela 4.8: Valores do coeficiente de envelhecimento relativos ao ângulo de atrito da ligação GFRP/betão, ϕ_{ENV} .

Tipo de Envelhecimento	ϕ_{ENV}				Proposto
	0h	3000h	5000h	10000h	
Referência	1,00	-	-	-	1,00
Ciclos de nevoeiro salino	-	0,93	1,06	1,01	0,93
Ciclos de marés	-	1,02	0,92	0,94	0,92
Ciclos de temperatura entre +7,5°C a +47,5°C	-	0,95	1,07	1,08	0,95
Ciclos de temperatura entre -10°C a +30°C	-	1,13	1,09	1,08	1,00

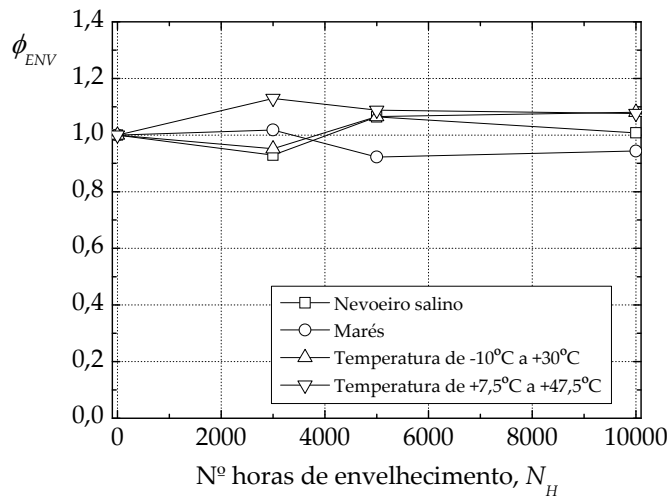


Figura 4.36: Evolução do coeficiente de envelhecimento ϕ_{ENV} com o número de horas de envelhecimento.

A previsão para o incremento de força máxima em função do tipo de envelhecimento é também realizada considerando a expressão (4.27). Os incrementos de forças estimadas, à semelhança dos provetes de referência, revelaram uma boa aproximação com os incrementos de forças obtidas experimentalmente. O gráfico da Figura 4.37 mostra a convergência entre os incrementos de força obtida experimentalmente com a estimada para todos os provetes ensaios e onde se incluem os betões utilizados no trabalho [65]. No Apêndice F apresentam-se estes gráficos de forma mais pormenorizada fazendo-se, desde logo, a separação em tipo e horas de envelhecimento imposto à ligação GFRP/betão.

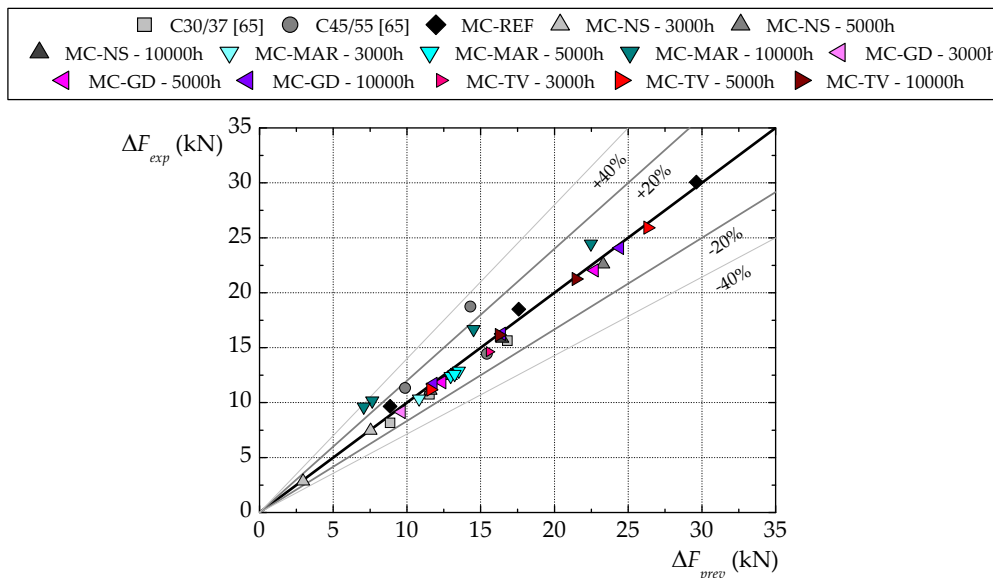


Figura 4.37: Relação entre o incremento de força medido (ΔF_{exp}) e o incremento de força previsto (ΔF_{pred}) para todos os ensaios de corte.

4.7. Comparação com as normas ou códigos

Segue-se uma comparação do modelo proposto no sub-capítulo anterior com as normas ou códigos referidas no Sub-Capítulo 2.9. Em primeiro lugar, comparam-se as forças máximas transmitidas ao compósito de FRP obtidas pelas normas ou códigos e cujas expressões estão definidas na Tabela 2.4. Tomaram-se para as propriedades mecânicas e geométricas do FRP as mesmas usadas nos ensaios de corte. O gráfico da Figura 4.36 mostra as curvas obtidas em função da resistência média à tracção do betão (f_{ctm}) e que cujos valores foram retirados do EC2 [163]. Note-se que no cálculo das curvas, os parâmetros relacionados com o betão foram substituídos em função da sua classe de resistência. O gráfico da Figura 4.38 permite assim verificar que em todas as normas ou códigos, exceptuando o ACI440 [151], são consensuais em assumir que a força máxima transmitida ao FRP aumenta com o aumento da classe de resistência do betão. No entanto, o ACI440 [151] ao considerar apenas as propriedades do compósito limitando a sua extensão máxima, não afecta a força máxima transmitida ao GFRP com a classe de resistência do betão.

Comparativamente às normas ou códigos, o modelo proposto apresenta uma boa concordância com excepção do ACI440 [151], JCI [152] e uma expressão referida pelo documento australiano do CIDAR [28]. Esta expressão é aplicada a sistemas do tipo NSM (*Near-Surface Mounted*) o que pode sobre-estimar a força máxima transmitida ao FRP em sistemas exteriormente colados. No entanto, o CIDAR [28] faz também referência ao trabalho de Teng *et al.* [105] (identificado por CIDAR (2) no gráfico da Figura 4.36) e cuja expressão está em maior concordância com as restantes normas ou códigos conforme se mostra na Figura 4.36.

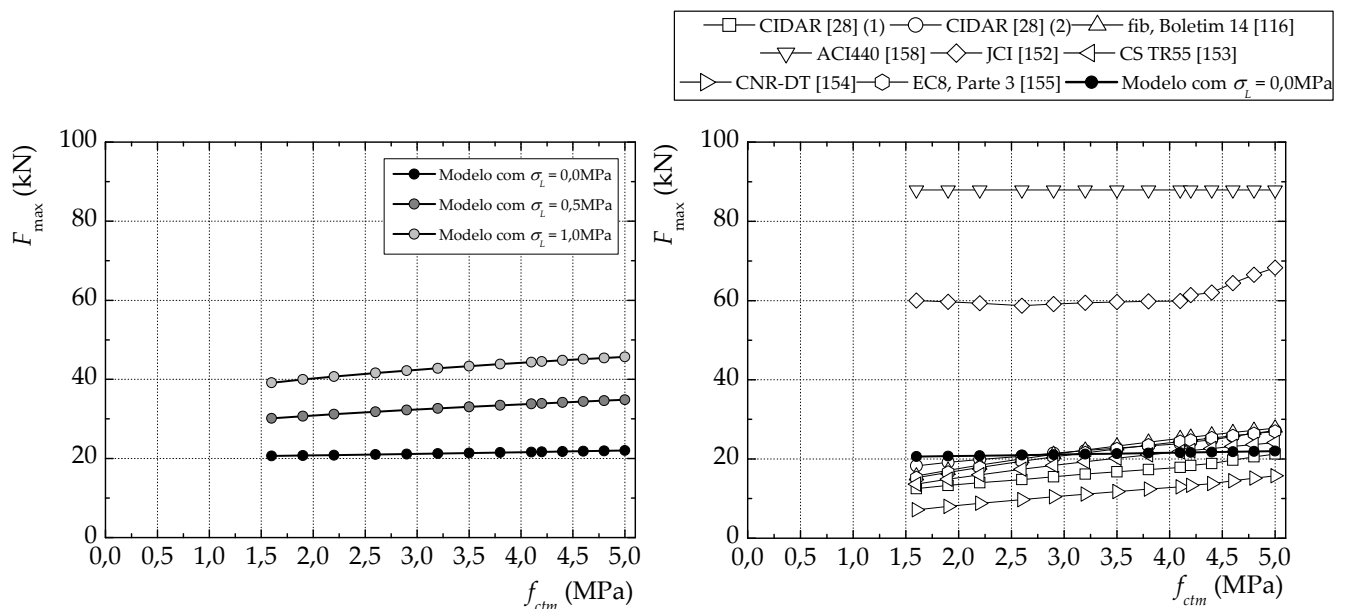


Figura 4.38: Comparação entre as forças máximas transmitidas ao FRP obtidas por diversas normas ou códigos e pelo modelo proposto.

O documento do instituto japonês de betão, JCI [152], assume, no cálculo da força máxima transmitida ao compósito de FRP, uma distribuição uniforme das tensões de aderência ao longo do comprimento de transferência (L_i) da ligação e que pode explicar

os valores altos da força máxima quando comparados com a maioria das normas ou códigos.

Apesar do modelo proposto sobre-estimar as forças máximas obtidas pelo documento italiano CNR-DT [154], o modelo consegue estimar com boa precisão os valores obtidos a partir das expressões preconizadas no EC8 [155], no boletim 14 da fib [116], no CIDAR com base no trabalho de Teng *et al.* [105] e no documento britânico da *Concrete Society* CS TR55 [153].

Apesar de em todas as normas ou códigos serem apresentadas expressões para calcular a força máxima transmitida ao FRP, em nenhum dos documentos se faz referência ao facto da superfície de colagem estar sujeita a tensões perpendiculares à superfície de colagem. Por conseguinte, o modelo proposto possui a vantagem de realizar, por exemplo, o dimensionamento de chapas de ancoragem em sistemas de FRP exteriormente colados em vigas de betão armado.

Comparativamente às tensões de aderência máximas obtidas a partir das normas ou códigos e as obtidas a partir do modelo, os resultados têm uma maior dispersão. As tensões de aderência máxima variam entre os valores obtidos pelo Boletim 14 da fib [116] e os obtidos pelo CIDAR [28]. Refira-se que, os valores calculados a partir do documento italiano CNR-DT [154] aumentam significativamente com o aumento da classe do betão. Se para betões de classe inferior os valores obtidos pelo CNR-DT [154] estão próximos das restantes normas ou códigos (com excepção já feita para o CIDAR [28]), o aumento da classe do betão leva as tensões de aderência máxima para valores muito altos. Por exemplo, para o betão C50/60 ($f_{ctm}=4,1\text{MPa}$ [163]) a tensão de aderência calculada com base no CNR-DT [154] é de 10,13MPa. Este valor está em concordância apenas com o documento do CIDAR [28] cujo valor calculado é de 10,98MPa. No entanto, o trabalho de Teng *et al.* [105] citado também pelo CIDAR [28] calcula uma tensão de aderência máxima de 2,93MPa para o betão C50/60. O modelo proposto estima as tensões de aderência máxima com melhor concordância com o trabalho de Teng *et al.* [105] e com o documento do JCI [152]. O gráfico da Figura 4.39 mostra os resultados obtidos para a tensão de aderência máxima de acordo com diversas normas ou códigos em função do tipo de betão e onde se evidencia ainda os resultados obtidos pelo modelo para as três situações estudadas: sem compressão lateral e com compressão lateral da interface com 0,5MPa e 1,0MPa.

O efeito do envelhecimento da ligação não é, de forma geral, abordado pelas normas ou códigos encontrando-se, todavia, algumas excepções. O ACI440 [151] (o CNR-DT [154] baseia-se no ACI440) apresenta um coeficiente C_E que traduz a influência dos efeitos dos envelhecimento sobre a ligação afectando as propriedades mecânicas do FRP (veja-se a Tabela 2.9). No cálculo da tensão de aderência máxima, a expressão apresentada pelo CNR-DT [154] depende apenas das propriedades do betão não se afectando a tensão de aderência máxima com os efeitos de degradação ambiental. Porém, o cálculo da força máxima transmitida ao FRP segundo o CNR-DT [154] para uma ligação não envelhecida vem afectada em 70,7% e que considerando os efeitos ambientais agressivos se deva afectar ainda a força máxima com o parâmetro C_E que varia entre 0,50 e 0,75. Refira-se ainda que nos casos do *British Institution of Structural Engineers* (BISE) e do *Japanese Society of Civil Engineers* (JSCE), propõem factores de redução das resistências dos materiais que têm em conta, entre outros aspectos, os efeitos ambientais sobre a ligação FRP/betão.

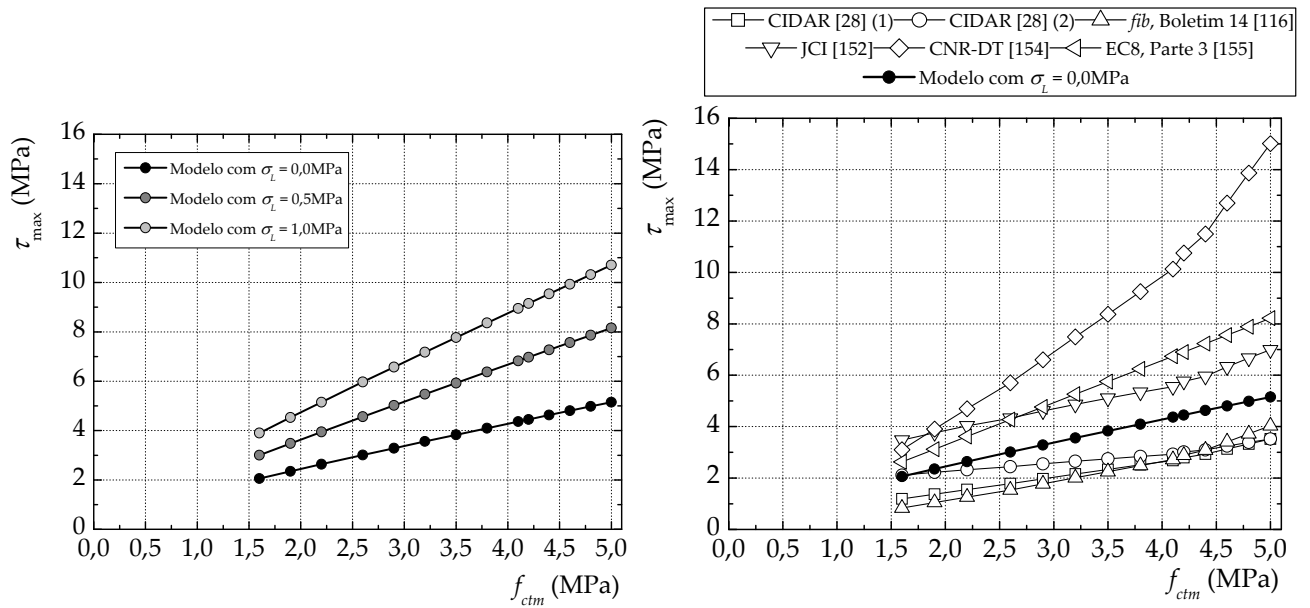


Figura 4.39: Comparação entre as tensões de aderência máximas obtidas por diversas normas ou códigos e pelo modelo proposto.

Na Tabela 4.7, incluem-se os valores da coesão da ligação GFRP/betão tendo em conta o efeito do envelhecimento acelerado imposto à ligação observando-se uma redução máxima de 28%. Este valor, apesar de estar associado à coesão da ligação GFRP/betão, pode ser usado no cálculo da força máxima uma vez que o valor da coesão (calculada de acordo com a expressão (4.21) para $\sigma_L=0,0\text{MPa}$) é feito com base na força de corte máxima imposta ao compósito de GFRP por unidade de área de colagem. Deste modo, verifica-se que os coeficientes de redução apresentados estão em concordância com o ACI440 [151], CNR-DT [154] e CHBDC [178, 179].

Tabela 4.9: Comparação dos coeficientes de redução ambientais com outros códigos ou normas. Baseado em [149, 177].

Código ou norma	Coef. de red. ambiental
Proposto	0,72-0,85
ACI440 [151]	0,50-0,75
CNR-DT [154]	0,50-0,75
CHBDC [178, 179]	0,75
JSCE [180]	0,77
BISE [181]	0,30
NS3473 [182]	0,50

Nota: valores para compósitos de GFRP.

Capítulo 5

Ensaio de vigas de secção rectangular exteriormente reforçadas com compósito de GFRP

5.1. Introdução

Neste capítulo apresenta-se um conjunto de 44 ensaios de vigas de secção rectangular de dimensão reduzida, exteriormente reforçadas com compósitos de GFRP e submetidas a diferentes programas de envelhecimento (ciclos de nevoeiro salino, marés e temperaturas entre os -10°C a $+30^{\circ}\text{C}$ e os $+7,5^{\circ}\text{C}$ a $+47,5^{\circ}\text{C}$). Estes ensaios têm por objectivo: (i) avaliar a degradação que agentes ambientais impõem à ligação GFRP/betão; (ii) averiguar uma possível extrapolação de resultados para vigas de dimensão real; (iii) comparar comportamento da ligação com o obtido nos ensaios de corte apresentados no capítulo anterior; e (iv) permitir a obtenção de dados com vista à simulação numérica de vigas exteriormente reforçadas com compósitos de GFRP e sujeitas a envelhecimento artificial.

A instrumentação com extensómetros colocados ao nível da camada de reforço nas vigas de betão armado exteriormente reforçadas com GFRP permite realizar uma análise mais detalhada do comportamento da ligação GFRP/betão. A comparação com os resultados obtidos a partir dos ensaios de corte destina-se a verificar a validade da teoria desenvolvida no capítulo anterior.

5.2. Considerações analíticas

O tipo de ensaios e leituras a efectuar depende da escolha das tensões a avaliar numa ligação entre um FRP e um betão. Neste sentido, abordam-se de seguida alguns aspectos relevantes com a determinação das tensões de aderência na ligação, das tensões longitudinais e normais no compósito de FRP.

5.2.1. Tensões de aderência na ligação

Na determinação das tensões de aderência com base em resultados experimentais assume-se que as tensões de aderência têm um desenvolvimento uniforme entre dois extensómetros consecutivos. Este procedimento exige o recurso a espaçamentos curtos entre extensómetros. As tensões de aderência são determinadas de acordo com a expressão:

$$\tau = \frac{\Delta F}{\Delta L \cdot b} = \frac{\Delta \sigma \cdot t_f}{\Delta L} \quad (5.1)$$

onde $\Delta \sigma$ é a variação da tensão longitudinal entre extensómetros consecutivos distanciados entre si de ΔL .

Considerando que o comportamento do GFRP é linear e elástico com a lei constitutiva dada por

$$\sigma_f = E_f \cdot \varepsilon_f \quad (5.2)$$

pode reescrever-se a expressão (5.1) sob a forma:

$$\tau_{ader} = \frac{\Delta \varepsilon_f \cdot E_f \cdot t_f}{\Delta L} \quad (5.3)$$

onde $\Delta \varepsilon_f$ representa a diferença de extensões obtidas em extensómetros consecutivos.

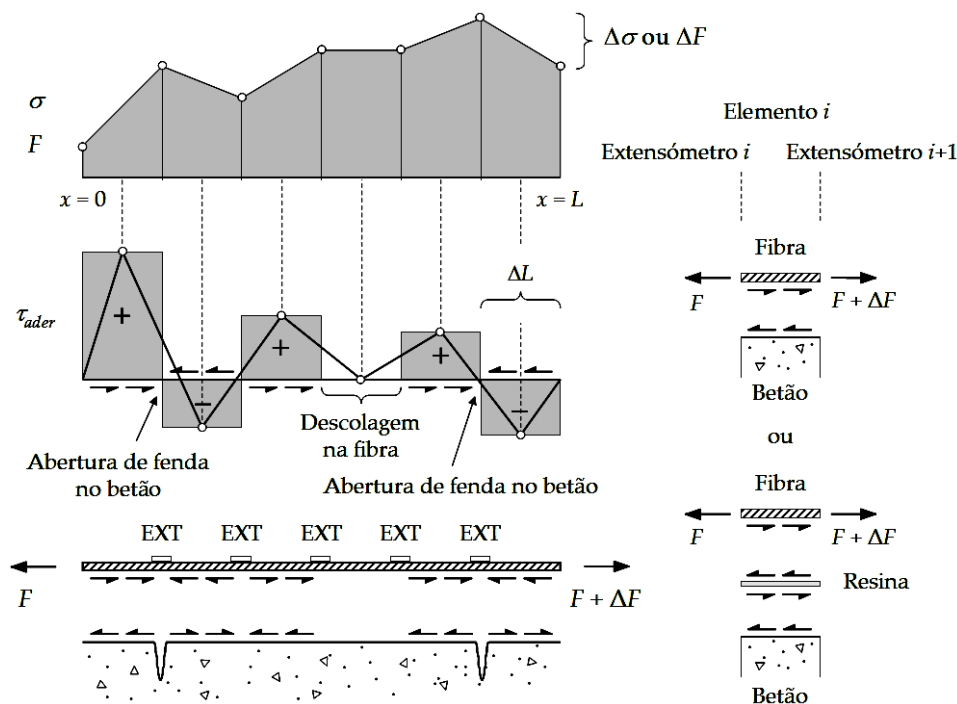


Figura 5.1: Tensões de aderência numa ligação entre um elemento estrutural de betão armado com um reforço exterior. Baseado em [7].

As tensões de aderência obtidas deste modo podem apresentar valores positivos ou negativos consoante o sinal de $\Delta\varepsilon_f$ e as tensões longitudinais no compósito de GFRP estejam, respectivamente, a crescer ou a decrescer ao longo do comprimento de colagem (veja-se a Figura 5.1). As tensões de aderência negativas no FRP podem ser justificadas pelo aparecimento de fendas no betão. Quando as tensões longitudinais no FRP (σ_f) ou as forças no FRP (F) se mantêm constantes em leituras consecutivas significa que as tensões de aderência tomam um valor nulo, facto que é traduzido pelo descolamento localizado do elemento de reforço conforme se pode constatar na Figura 5.1. Porém, nem sempre se torna fácil obter experimentalmente tal comportamento devido a diversos factores como a irregularidades ao nível da colagem do FRP, ao tratamento de superfície, à dimensão dos inertes junto à superfície colada, entre outros.

5.2.2. Tensões longitudinais no compósito de FRP

As tensões longitudinais podem ser obtidas directamente a partir da leitura dos extensómetros colados ao compósito bastando, para isso, tirar partido do comportamento elástico e linear do compósito de FRP.

A distribuição das tensões longitudinais segue a distribuição das extensões no compósito de FRP (veja-se, por exemplo, a Figura 4.3). No caso de vigas ensaiadas com cargas concentradas a meio-vão, as tensões longitudinais tomam valores mais significativos junto ao meio-vão das vigas pois trata-se de uma região do compósito de FRP onde a curvatura é máxima. Junto aos apoios, na região final de colagem, as tensões longitudinais são mais baixas. Em particular, nos casos em que o comprimento de colagem (L_b) é muito superior ao comprimento de transferência (L_t), as tensões longitudinais podem ser consideradas nulas para regiões muito afastadas do ponto de aplicação da força (F) uma vez que a mobilização dessas regiões é praticamente nula.

Nos ensaios realizados, o desenvolvimento das tensões longitudinais ao longo das superfícies de colagem numa viga apresentam uma distribuição simétrica relativamente ao eixo de simetria da viga. Conforme se mostra na Figura 5.1, as tensões longitudinais podem apresentar máximos ou mínimos relativos e que traduzem, no caso de uma tensão longitudinal máxima relativa, uma abertura de fenda no betão. Estes comportamentos são verificados pelos gráficos das figuras das tensões longitudinais apresentados no decurso do presente capítulo.

5.2.3. Tensões normais no compósito de FRP

A determinação das tensões normais (σ_n) ao longo da superfície de colagem é um pouco mais complexa porque, experimentalmente, não é viável a colocação de extensómetros na direcção da espessura do FRP. Na literatura [101, 128, 183, 184] tem-se utilizado a teoria de Winkler na estimativa das tensões normais no compósito de FRP. Malek *et al.* [183] foram os primeiros a assumir esta hipótese na análise de vigas exteriormente reforçadas com compósitos de FRP. As suas hipóteses iniciais foram confirmadas por uma análise através de elementos finitos em vigas de betão armado de secção rectangular com 4275mm de vão. Malek *et al.* [183] observaram que nas extremidades do compósito de FRP (junto aos apoios) se desenvolvem tensões normais de tracção,

resultado que verificaram através duma análise analítica com base na viga de Winkler. Estes resultados foram também verificados, mais tarde, no trabalho de Brosens e Van Germet [128]. Em qualquer dos casos, os autores têm vindo a assumir que as tensões normais tendem para zero com o afastamento das extremidades livres do compósito de FRP. Este resultado é obtido apenas no caso de se admitir que a lâmina de FRP tem um comprimento infinito, o que pode corresponder a uma boa aproximação em vigas de betão armado com um vão grande.

Com o objectivo de analisar este efeito, realizou-se um estudo em que se assumiu que: (i) a lâmina de FRP tem um comprimento igual ao comprimento de colagem (L_b); (ii) o meio elástico é formado por uma camada de resina (adesivo utilizado na ligação do compósito de GFRP ao betão) e por uma espessura pequena de betão; (iii) as deformações no betão são muito pequenas quando comparadas com as deformações no FRP; (iv) os esforços originados pelo carregamento exterior da viga de betão armado são absorvidos pela viga de betão armado apenas; e (v) os esforços absorvidos pelo compósito de FRP são devidos ao desenvolvimento das tensões de aderência. Saliente-se que as duas últimas hipóteses foram igualmente seguidas por Malek *et al.* [183] e por Brosens e Van Germet [128].

Considera-se a viga de betão e o compósito de FRP como duas vigas isoladas ligadas entre si através de um adesivo (ver Figura 5.2). A equação diferencial de 4ª ordem para cada viga pode ser expressa de acordo com:

$$E_c \cdot I_g \frac{d^4 v_c(x)}{dx^4} = -q(x) + b_f \cdot \sigma_n(x) \text{ e } E_f \cdot I_f \frac{d^4 v_f(x)}{dx^4} = -b_f \cdot \sigma_n(x) \quad (5.4)$$

onde $v_f(x)$ e $v_c(x)$ representam, respectivamente, os deslocamentos verticais do compósito de FRP e do betão. Considerando que o adesivo se deforma, as tensões normais na ligação podem ser escritas sob a forma:

$$\sigma_n(x) = K_n \cdot (v_f(x) - v_c(x)) \quad (5.5)$$

onde K_n é a rigidez do meio elástico dada pela expressão:

$$K_n = \frac{E_r \cdot E_c}{t_r \cdot E_c + t_c \cdot E_r} \quad (5.6)$$

em que t_r e t_c são, respectivamente, as espessuras das camadas de resina e de betão com influência na ligação FRP/betão e E_r e E_c são os respectivos módulos de elasticidade dessas duas camadas. Derivando 4 vezes em ordem a x a expressão (5.5), resulta:

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} = K_n \cdot \left(\frac{d^4 v_f(x)}{dx^4} - \frac{d^4 v_c(x)}{dx^4} \right) \quad (5.7)$$

Introduzindo (5.4) em (5.7) resulta:

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} + K_n \cdot \left(\frac{b_f}{E_f I_f} + \frac{b_f}{E_c I_g} \right) \cdot \sigma_n(x) = \frac{K_n \cdot q(x)}{E_c \cdot I_g} \quad (5.8)$$

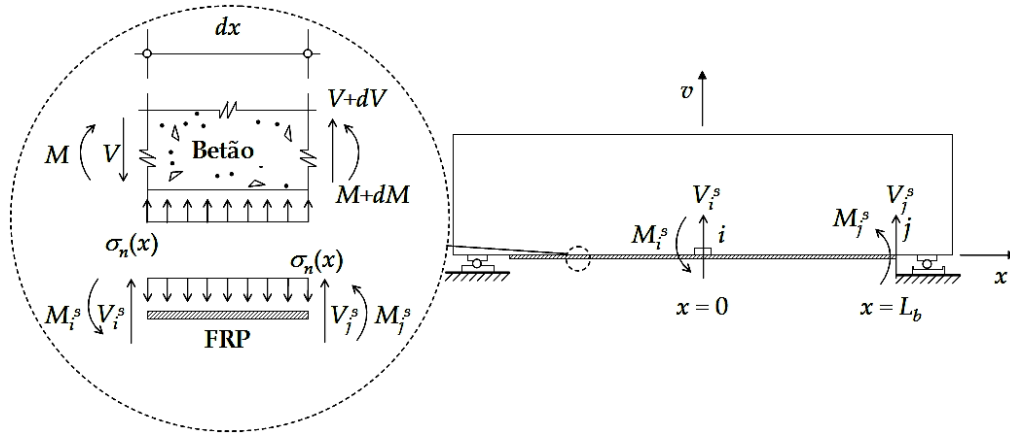


Figura 5.2: Equilíbrio das forças normais num elemento infinitesimal de comprimento dx .

Sendo o momento de inércia do compósito de FRP muito menor que o momento de inércia da viga de betão ($I_g \gg I_f$) a expressão (5.8) reduz-se a:

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} + \frac{K_n \cdot b_f \cdot \sigma_n(x)}{E_f I_f} = \frac{K_n \cdot q(x)}{E_c \cdot I_g} \quad (5.9)$$

Fazendo:

$$\omega = \sqrt[4]{\frac{K_n \cdot b_f}{4E_f \cdot I_f}} \quad (5.10)$$

obtém-se a equação diferencial:

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} + 4\omega^4 \cdot \sigma_n(x) = \frac{4\omega^4 \cdot q(x) \cdot E_f \cdot I_f}{b_f \cdot E_c \cdot I_g} \quad (5.11)$$

cuja solução é:

$$\begin{aligned} \sigma_n(x) = & A \cdot \cos(\omega \cdot x) \cdot \cosh(\omega \cdot x) + B \cdot \cos(\omega \cdot x) \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \\ & + C \cdot \sin(\omega \cdot x) \cdot \cosh(\omega \cdot x) + D \cdot \sin(\omega \cdot x) \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \\ & + \frac{q(x) \cdot E_f \cdot I_f}{b_f \cdot E_c \cdot I_g} \end{aligned} \quad (5.12)$$

onde A , B , C e D são constantes que podem ser determinadas a partir das condições de fronteira do FRP ao longo do comprimento de colagem e o último termo é a solução particular de (5.11). Assim, derivando 2 vezes em ordem a x a expressão (5.5) resulta:

$$\frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} = K_n \cdot \left(\frac{d^2 v_f}{dx^2} - \frac{d^2 v_c}{dx^2} \right) \quad (5.13)$$

e que assumindo as duas vigas separadas se tem:

$$\frac{d^2 v_f}{dx^2} = \frac{M^s(x)}{E_f \cdot I_f} \text{ e } \frac{d^2 v_c}{dx^2} = \frac{M(x)}{E_c \cdot I_g} \quad (5.14)$$

obtendo-se:

$$\frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} = K_n \cdot \left(\frac{M^s(x)}{E_f \cdot I_f} - \frac{M(x)}{E_c \cdot I_g} \right) \quad (5.15)$$

Assumindo que:

$$M_{TOTAL}(x) = M^s(x) + M(x) \quad (5.16)$$

e que $I_g \gg I_f$, no ponto $x=0$ tem-se o momento flector M_i^s e o esforço transversal V_i^s e no ponto $x=L_b$ tem-se o momento flector M_j^s e o esforço transversal V_j^s , obtêm-se as expressões:

$$M_i^s = -\frac{E_f \cdot I_f}{K_n} \cdot \left(\frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} \right) \Big|_{x=0} = \frac{-2E_f \cdot I_f \cdot \omega^2 \cdot D}{K_n} \quad (5.17.a)$$

$$\begin{aligned} M_j^s &= \frac{E_f \cdot I_f}{K_n} \cdot \left(\frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} \right) \Big|_{x=L_b} = \\ &= \frac{-2E_f \cdot I_f \cdot \omega^2}{K_n} \cdot (A \cdot s \cdot sh + B \cdot s \cdot ch - C \cdot c \cdot sh - D \cdot c \cdot ch) \end{aligned} \quad (5.17.b)$$

$$V_j^s = \frac{E_f \cdot I_f}{K_n} \cdot \left(\frac{d^3 \sigma_n(x)}{dx^3} \right) \Big|_{x=0} = \frac{2E_f \cdot I_f \cdot \omega^2}{K_n} \cdot (C - B) \quad (5.17.c)$$

$$\begin{aligned} V_i^s &= -\frac{E_f \cdot I_f}{K_n} \cdot \left(\frac{d^3 \sigma_n(x)}{dx^3} \right) \Big|_{x=L_b} = \frac{2E_f \cdot I_f \cdot \omega^2}{K_n} \cdot [A \cdot (s \cdot ch + c \cdot sh) + \\ &+ B \cdot (s \cdot sh + c \cdot ch) + C \cdot (s \cdot sh - c \cdot ch) + D \cdot (s \cdot ch - c \cdot sh)] \end{aligned} \quad (5.17.d)$$

em que $s=\sin(\omega \cdot L_b)$, $c=\cos(\omega \cdot L_b)$, $sh=\sinh(\omega \cdot L_b)$ e $ch=\cosh(\omega \cdot L_b)$ (veja-se a Figura 5.2). Resolvendo as quatro equações anteriores, obtêm-se o valor das quatro constantes A , B , C e D em função dos esforços nas extremidades do compósito de FRP:

$$A = \frac{K_n}{2E_f \cdot I_f \cdot \omega^3 \cdot (sh^2 - s^2)} \cdot \left[-\omega \cdot (sh^2 + s^2) \cdot M_i^s - 2\omega \cdot s \cdot sh \cdot M_j^s - (s \cdot c - sh \cdot ch) \cdot V_i^s - (s \cdot ch - c \cdot sh) \cdot V_j^s \right] \quad (5.18.a)$$

$$B = \frac{K_n}{2E_f \cdot I_f \cdot \omega^3 \cdot (sh^2 - s^2)} \cdot \left[\omega \cdot (s \cdot c + sh \cdot ch) \cdot M_i^s + \omega \cdot (s \cdot ch + c \cdot sh) \cdot M_j^s - sh^2 \cdot V_i^s + s \cdot sh \cdot V_j^s \right] \quad (5.18.b)$$

$$C = \frac{K_n}{2E_f \cdot I_f \cdot \omega^3 \cdot (sh^2 - s^2)} \cdot \left[\omega \cdot (s \cdot c + sh \cdot ch) \cdot M_i^s + \omega \cdot (s \cdot ch + c \cdot sh) \cdot M_j^s - s^2 \cdot V_i^s + s \cdot sh \cdot V_j^s \right] \quad (5.18.c)$$

$$D = -\frac{K_n \cdot M_i^s}{2E_f \cdot I_f \cdot \omega^2} \quad (5.18.d)$$

Uma vez calculadas estas constantes, fica-se a conhecer a curva das tensões normais no compósito de FRP de acordo com (5.12) e a partir das derivadas desta expressão, os momentos flectores e o esforço transversal.

A determinação dos momentos flectores M_i^s e M_j^s e dos esforços transversos V_i^s e V_j^s pode ser feita com base nas tensões de aderência desenvolvidas na interface FRP/betão separando a viga de betão armado da lâmina de FRP [183] e considerando as tensões de aderência instaladas nos troços i e j do FRP (vide Figura 5.3). Com base nestas tensões de aderência, os momentos flectores podem ser determinados a partir da força transmitida ao FRP e cujo valor pode ser calculado de acordo com, por exemplo, as expressões (4.15) ou (4.18). Assim, o momento flector produzido por esta força no FRP é

$$M_{i,j}^s = F_{i,j} \cdot \frac{t_f}{2} \quad (5.19)$$

onde $F_{i,j}$ corresponde à força transmitida ao FRP no ponto i ou j da ligação.

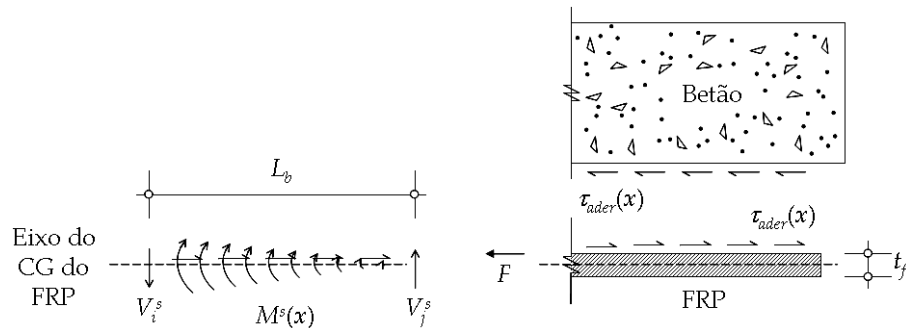


Figura 5.3: Determinação dos momentos flectores e esforços transversos nas extremidades do compósito de FRP. Baseado em [183].

Relativamente ao esforço transversal no ponto i e j da ligação, este pode ser determinado recorrendo à relação com o momento flector na lâmina de FRP expressa por:

$$\frac{dM^s}{dx} = V_{i,j}^s \quad (5.20)$$

Como exemplo, imediatamente antes do descolamento do FRP, e lembrando que as tensões de aderência vão-se propagando para a parte posterior do FRP à medida se aumenta a força F , as tensões de aderência no ponto i são nulas. Em contrapartida, as tensões de aderência máximas encontram-se na proximidade da outra extremidade da ligação conforme já se referiu anteriormente no Sub-Capítulo 4.2. Naturalmente que nas situações intermédias a determinação das tensões de aderência pode ser feita a partir das expressões já deduzidas no Capítulo 2 ou no Apêndice A.

A determinação das tensões normais pode ser realizada com base nas tensões de aderência obtidas a partir das leituras dos extensómetros. Para isso, o compósito de FRP é dividido em vários elementos finitos de maneira a que o comprimento de cada elemento corresponde à distância entre dois extensómetros consecutivos.

A matriz de rigidez de cada elemento finito pode ser deduzida a partir das relações entre os esforços e as deformações nas extremidades de cada elemento sem aplicar qualquer carga exterior ao compósito de FRP. Combinando as expressões (5.5) e (5.12) pode deduzir-se os deslocamentos relativos e as rotações relativas entre os dois materiais nas extremidades do compósito de FRP em conformidade com a Figura 5.4 e de acordo com as expressões:

$$\theta_i = \frac{1}{K_n} \cdot \left(\frac{d\sigma_n}{dx} \right) \Big|_{x=0} = \frac{\omega}{K_n} \cdot (B+C) \quad (5.21.a)$$

$$\theta_j = \frac{1}{K_n} \cdot \left(\frac{d\sigma_n}{dx} \right) \Big|_{x=L_b} = \frac{\omega}{K_n} \cdot [A \cdot (c \cdot sh - s \cdot ch) + B \cdot (c \cdot ch - s \cdot sh) + C \cdot (s \cdot sh + c \cdot ch) + D \cdot (s \cdot ch + c \cdot sh)] \quad (5.21.b)$$

$$\delta_i = \frac{\sigma_{n,x=0}}{K_n} = \frac{A}{K_n} \quad (5.21.c)$$

$$\delta_j = \frac{\sigma_{n,x=L_b}}{K_n} = \frac{1}{K_n} \cdot (A \cdot c \cdot ch + B \cdot c \cdot sh + C \cdot s \cdot ch + D \cdot s \cdot sh) \quad (5.21.d)$$

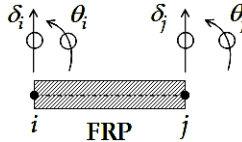


Figura 5.4: Graus de liberdade de um elemento finito da lâmina de FRP.

em que:

$$\delta = v_f - v_c \text{ e } \theta = \frac{dv_f}{dx} - \frac{dv_c}{dx} \quad (5.22)$$

Das expressões (5.21) obtêm-se os valores de A , B , C e D em função dos deslocamentos e rotações nas extremidades de cada elemento finito, resultando:

$$A = K_n \cdot \delta_i^s \quad (5.23.a)$$

$$B = \frac{K_n}{\omega \cdot (sh^2 - s^2)} \cdot \left[-s^2 \cdot \theta_i - s \cdot sh \cdot \theta_j - \right. \\ \left. - \omega \cdot (s \cdot c + sh \cdot ch) \cdot \delta_i + \omega \cdot (s \cdot ch + c \cdot sh) \cdot \delta_j \right] \quad (5.23.b)$$

$$C = \frac{K_n}{\omega \cdot (sh^2 - s^2)} \cdot \left[sh^2 \cdot \theta_i + s \cdot sh \cdot \theta_j + \right. \\ \left. + \omega \cdot (s \cdot c + sh \cdot ch) \cdot \delta_i - \omega \cdot (s \cdot ch + c \cdot sh) \cdot \delta_j \right] \quad (5.23.c)$$

$$D = \frac{K_n}{\omega \cdot (sh^2 - s^2)} \cdot \left[(s \cdot c - sh \cdot ch) \cdot \theta_i + (c \cdot sh - sh \cdot ch) \cdot \theta_j - \right. \\ \left. - \omega \cdot (sh^2 + s^2) \cdot \delta_i + 2\omega \cdot s \cdot sh \cdot \delta_j \right] \quad (5.23.d)$$

Substituindo os valores de A , B , C e D nas expressões (5.17) obtêm-se quatro expressões que dependem dos momentos e dos esforços transversos bem como dos deslocamentos e rotações relativas nas extremidades do elemento finito. Estas expressões podem ser escritas sob a forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} V_i^s \\ M_i^s \\ V_j^s \\ M_j^s \end{Bmatrix} = E_f \cdot I_f \times \begin{bmatrix} \frac{a_{11}}{L_b^3} & \frac{a_{12}}{L_b^2} & \frac{a_{13}}{L_b^3} & \frac{a_{14}}{L_b^2} \\ & \frac{a_{22}}{L_b} & \frac{a_{23}}{L_b^2} & \frac{a_{24}}{L_b} \\ & & \frac{a_{33}}{L_b^3} & \frac{a_{34}}{L_b^2} \\ \text{Simétrica} & & & \frac{a_{44}}{L_b} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \delta_i^s \\ \theta_i^s \\ \delta_j^s \\ \theta_j^s \end{Bmatrix} \quad (5.24)$$

onde os termos a_{mn} da matriz de rigidez estão definidos pelas expressões:

$$a_{11} = \frac{4(ch \cdot sh + c \cdot s) \cdot (\omega \cdot L_b)^3}{sh^2 - s^2} = a_{33}; \quad a_{12} = \frac{2(sh^2 + s^2) \cdot (\omega \cdot L_b)^2}{sh^2 - s^2} = -a_{34}; \\ a_{13} = -\frac{4(c \cdot sh + ch \cdot s) \cdot (\omega \cdot L_b)^3}{sh^2 - s^2}; \quad a_{14} = \frac{4sh \cdot s \cdot (\omega \cdot L_b)^2}{sh^2 - s^2} = -a_{23}; \\ a_{22} = \frac{2(ch \cdot sh - c \cdot s) \cdot \omega \cdot L_b}{sh^2 - s^2} = a_{44}; \quad a_{24} = \frac{2(ch \cdot s - c \cdot sh) \cdot \omega \cdot L_b}{sh^2 - s^2} \quad (5.25)$$

A Figura 5.5 mostra as variações dos termos a_{mn} em função de ωL_b . A partir desta figura, observa-se que para valores ωL_b inferiores a 1 os termos a_{mn} permanecem praticamente constantes e iguais aos valores da viga sem fundação elástica o que indica que para essa gama de valores o efeito da fundação elástica é desprezável. Em particular, para $\omega=0$, isto é, quando a fundação elástica desaparece, os coeficientes da matriz de rigidez

anterior coincidem exactamente com os termos da matriz de rigidez de uma viga à flexão sem fundação elástica.

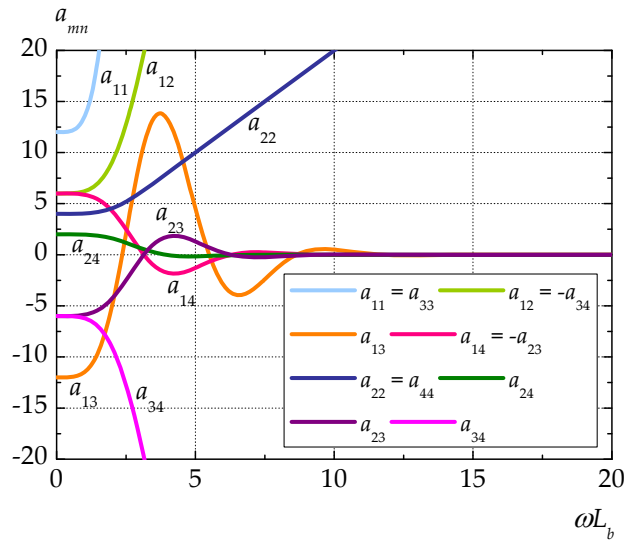


Figura 5.5: Coeficientes a_{ij} da matriz de rigidez do elemento finito da "viga de FRP".

A Figura 5.6 mostra a determinação das forças nodais com base na distribuição das tensões de aderência obtidas por via experimental onde se assume uma distribuição constante entre dois extensómetros consecutivos.

Note-se que na determinação dos momentos flectores a partir da expressão (5.19), as forças no FRP são determinadas a partir da expressão:

$$F_i = b_f \int_0^{L_{bi}} \tau_i dx \quad \text{com } i = 1, 2, \dots, n \quad (5.26)$$

onde i corresponde ao elemento finito da lâmina de FRP em meio elástico.

Em termos de esforço transversal desenvolvido em cada nó da lâmina de FRP pode assumir-se uma distribuição linear dos momentos flectores ao longo do elemento finito do compósito de FRP. Assim, o esforço transversal vem calculado de acordo com a expressão:

$$V_{i,j}^s = \frac{M_i^s - M_j^s}{L_{bi}} \quad (5.27)$$

onde M_i^s e M_j^s são os momentos flectores no elemento finito do compósito de FRP, respectivamente, nos pontos i e j e L_{bi} o seu comprimento. O vector das forças nodais vem assim calculado com base nas expressões (5.19) e (5.27).

A Figura 5.7 mostra as diferenças verificadas na viga V-REF20-03 com recurso a apenas 1 elemento finito (com comprimento igual ao comprimento de colagem) e com recurso a 5 elementos finitos (com comprimentos iguais às distâncias entre extensómetros) para a situação de força máxima transmitida ao compósito de GFRP. As curvas a tracejado representam as distribuições das tensões normais estimadas para as duas superfícies de colagem da viga. As diferenças mais significativas ocorrem na

região central da viga (perto de $x=0\text{mm}$) onde o recurso a mais elementos finitos permite constatar que as tensões normais de compressão se desenvolvem num comprimento maior daquele que se obtém a partir da utilização de apenas 1 elemento finito. No entanto, os valores estimados para as tensões normais de tracção junto aos apoios são muito semelhantes em ambos os casos.

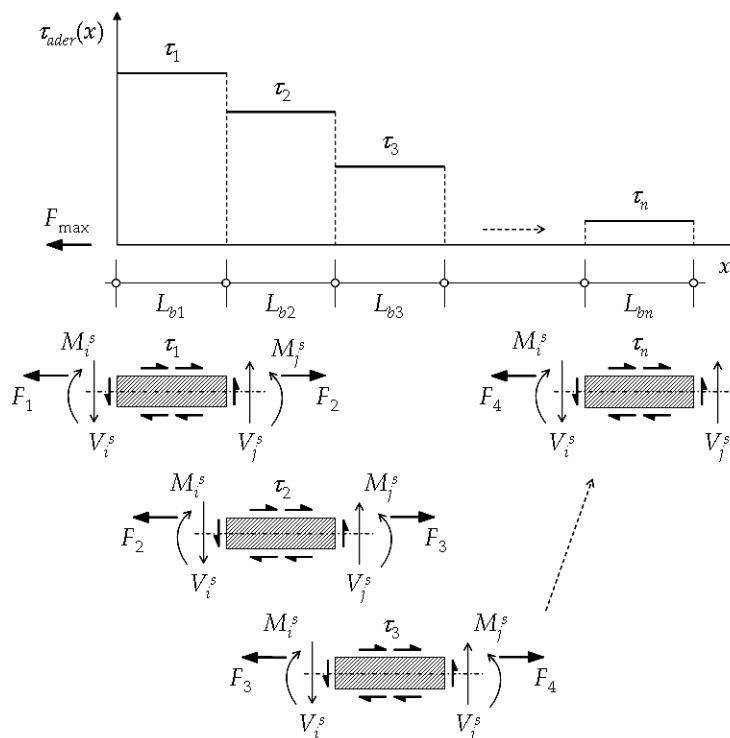


Figura 5.6: Determinação das forças nodais com base na distribuição experimental das tensões de aderência.

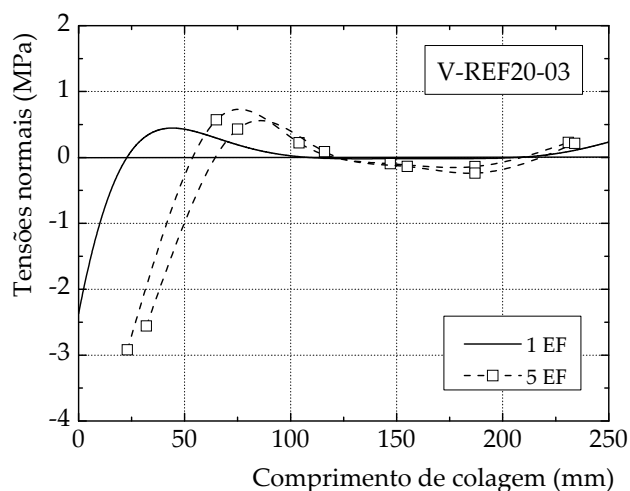


Figura 5.7: Comparação entre os resultados obtidos com 1 EF e os resultados obtidos com 5 EF (caso particular da viga V-REF20-03).

5.3. Programa de ensaios

5.3.1. Preparação das vigas de secção rectangular

Foram executadas 44 vigas de betão armado destinadas a cumprir o programa de ensaios delineado em 3.3. Os moldes para as vigas de betão armado de secção rectangular foram executados a partir de placas de contraplacado marítimo e madeira de solho aparelhado. As placas de contraplacado marítimo serviram de base aos moldes e o solho aparelhado delimitou as dimensões do provete conforme se mostra na Figura 5.8.

A armadura utilizada consistiu, conforme já referido no Sub-Capítulo 3.2, em quatro varões longitudinais de diâmetro 4mm de aço A500 endurecidos a frio (2 na face superior e 2 na face inferior da viga) e estribos afastados de 50mm. A Figura 5.9 mostra o pormenor da armadura utilizada. O recobrimento adoptado foi de apenas 10mm de forma a reproduzir uma peça de betão armado com falta de recobrimento e situada em ambientes agressivos, nomeadamente em ambientes húmidos e salinos. O recobrimento de 10mm ficou garantido por intermédio de distanciadores de plástico.

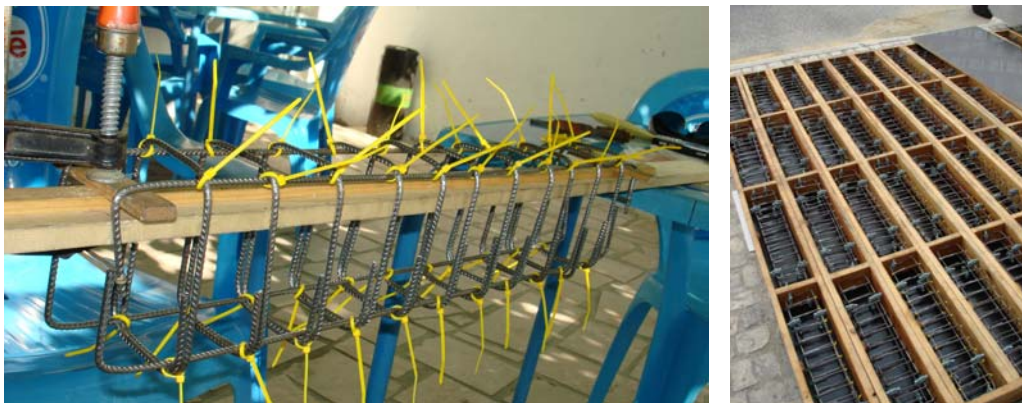


Figura 5.8: Armadura e cofragem utilizada na execução das vigas de secção rectangular.

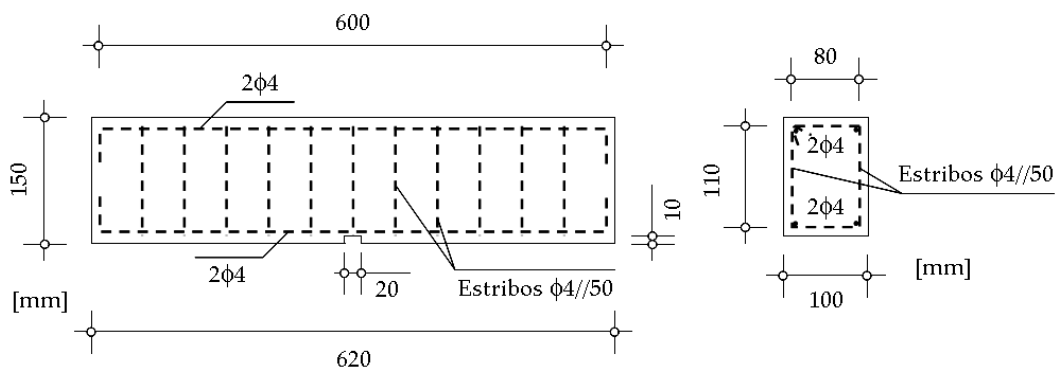


Figura 5.9: Pormenor das armaduras das vigas de secção rectangular.

5.3.2. Sistema de ensaio e aquisição de dados

As vigas foram ensaiadas num sistema de ensaio de flexão de três pontos. O sistema é composto por dois apoios, um fixo e outro deslizante e a carga a meio-vão da viga

aplicada através de um cilindro hidráulico. A transmissão de carga às vigas foi realizada com o auxílio de uma bomba de óleo de controlo manual. O cilindro hidráulico está fixo a um pórtico metálico o qual está fixo à laje de reacção do laboratório e contra o qual faz reacção permitindo o carregamento da viga no seu ponto central. O controlo da força imposta à viga é feito a partir de uma célula de carga colocada entre duas chapas metálicas em que a primeira fica junta ao êmbolo do cilindro hidráulico e a segunda a um cilindro metálico que por sua vez apoia na viga de betão armado. Um dos apoios adoptados é fixo e o outro deslizante. A distância utilizada entre apoios foi de 570mm. A Figura 5.10 mostra a disposição da instrumentação utilizada nos ensaios de flexão de três pontos.

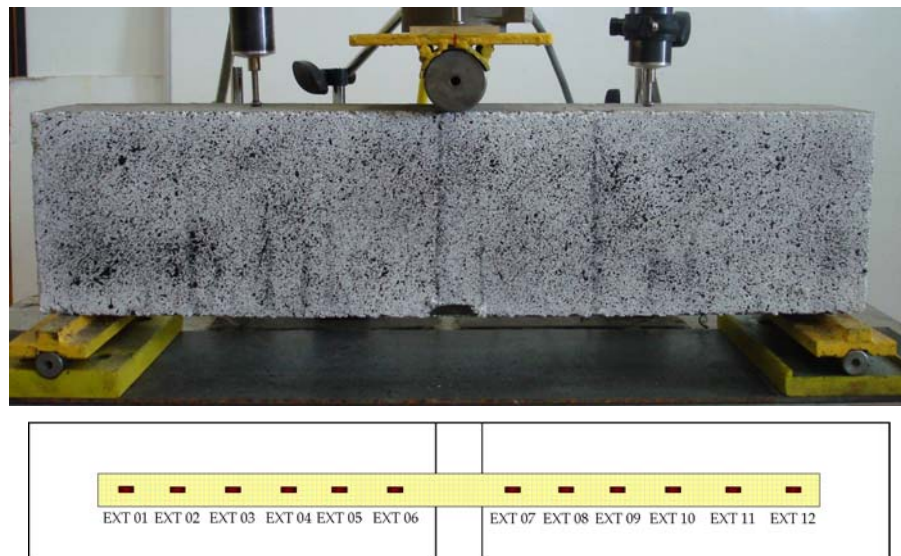


Figura 5.10: Disposição da instrumentação dos ensaios de flexão de 3 pontos.

Para a leitura da informação pretendida foram utilizados 12 extensómetros da TML, 4 transdutores de deslocamento (*Linear Variable Displacement Transducer* – LVDT, 3 com 50mm de curso e 1 com 100mm de curso) e uma célula de carga de 200kN da HBM. A aquisição dos resultados foi realizada a partir de um Datalogger do tipo Centípede 100 da HBM e um computador portátil.

Os extensómetros utilizados nos ensaios de flexão das vigas de betão armado foram colados ao GFRP com um espaçamento médio de 40mm entre si. Não se considerou um 13º extensómetro a meio-vão da viga por se ter verificado, nos primeiros ensaios, extensões inferiores às extensões nos extensómetros vizinhos. Esta situação, também verificada durante o trabalho de Marreiros [17], deveu-se à curvatura inicial que o compósito de GFRP apresentava a meio da viga onde se deixou uma reentrância no betão com o intuito de medir a extensão no GFRP em região não colada.

Os transdutores de deslocamento foram colocados de modo a controlar os deslocamentos verticais da viga em 3 pontos: (i) a meio da viga onde se colocaram 2 LVDTs (LVDT 2 e 2a); e (ii) a 150mm para a esquerda (LVDT 1) e para a direita (LVDT 3) do ponto central da viga. Pretende-se, com esta disposição, averiguar a coerência das leituras obtidas entre os LVDTs (veja-se a Figura 5.11).



Figura 5.11: Sistema de ensaio: vistas de frente (à esquerda) e de trás (à direita).

Complementarmente, em alguns ensaios pretendeu-se comparar as medições anteriores com as realizadas através de registo sequencial de fotografias à semelhança do que foi realizado por Täljsten *et al.* [98]. Para este efeito, contou-se com o apoio de colegas do Departamento de Engenharia Electrotécnica onde está em desenvolvimento uma tese de doutoramento neste âmbito. Os registos foram realizados com uma câmara fotográfica digital Canon EOS 400D com uma resolução de 3888×2592 e dois focos de luz com 500W de potência garantiram a luz artificial suficiente para manter constante a luz ambiente [100]. A monitorização dos deslocamentos e das extensões da superfície de betão da viga é feita a partir de uma matriz aleatória de pontos a tinta preta que foram feitos com o auxílio de uma escova conforme se pode ver pela Figura 5.12. As fotografias foram sendo tiradas em intervalos de tempo de 15seg no início do ensaio. A partir da cedência das armaduras, os intervalos tiveram que ser mais curtos por causa da metodologia seguida no algoritmo implementado no processo de monitorização [100]. O pós-processamento de imagem é assim feito pela análise da posição dos pontos entre fotografias consecutivas. Uma primeira análise comparativa com as leituras realizadas pelos LVDTs revelou uma boa aproximação com a análise sequencial fotográfica [100].



Figura 5.12: Disposição utilizada nos ensaios: vistas de frente (à esquerda) e de trás (à direita).

5.4. Ensaio experimentais

Apresentam-se em seguida os principais resultados experimentais obtidos. Começam-se por mostrar os ensaios de referência e em seguida os ensaios das vigas submetidas aos envelhecimentos acelerados: (i) ciclos de nevoeiro salino; (ii) ciclos de marés; (iii) ciclos de temperatura entre os $+7,5^{\circ}\text{C}$ e os $+47,5^{\circ}\text{C}$; e (v) ciclos de temperatura entre -10°C e os $+30^{\circ}\text{C}$.

5.4.1. Vigas de referência

Foram consideradas sete vigas de referência, duas sem reforço exterior e duas com reforço exterior de GFRP com uma largura de 80mm e três com reforço exterior de GFRP com uma largura de 20mm. Refira-se que as vigas cuja largura de reforço é de 20mm foram idealizadas de forma a proporcionar um incremento de momento flector resistente equivalente ao das vigas de secção em T e cuja análise é feita no Capítulo 6.

Com vista a uma melhor interpretação dos resultados das vigas de referência sem reforço e com reforço de GFRP de 20mm e 80mm compararam-se entre si: (i) diagramas força-deslocamento a meio-vão; (ii) deformadas; (iii) tensões de aderência; (iv) extensões e tensões longitudinais; e (v) modos de ruptura. A Tabela 5.1 faz o resumo dos resultados obtidos nos ensaios de referência com e sem reforço exterior.

Tabela 5.1: Resumo dos resultados obtidos para as vigas de referência.

Provete	b_f (mm)	P_{\max} (kN)	δ_{\max} (mm)	$\varepsilon_{f,\max}$ (%)	σ_{\max} (MPa)	τ_{\max} (MPa)
V-SREF-01	-	17,1	2,81	-	-	-
V-SREF-02	-	18,1	3,12	-	-	-
V-REF80-01	80	32,8	2,59	0,51	118,6	2,80
V-REF80-02	80	28,7	2,40	0,29	68,8	1,69
V-REF20-03	20	25,2	3,83	1,14	267,7	6,79
V-REF20-04	20	22,4	3,11	1,11	259,9	6,20
V-REF20-05	20	20,5	2,81	0,69	161,1	5,57

5.4.1.1. Diagramas força-deslocamento

Os gráficos da Figura 5.13 mostram as curvas força *vs.* deslocamentos verticais das vigas sem reforço exterior. Os carregamentos máximos alcançados nestas vigas foram 17,1kN na viga V-SREF-01 e de 18,1kN na viga V-SREF-02. Relativamente aos deslocamentos verticais máximos medidos a meio-vão (média entre os valores medidos no LVDT 2 e LVDT 2a), estes foram iguais a 2,81mm na viga V-SREF-01 e a 3,12mm na viga V-SREF-02.

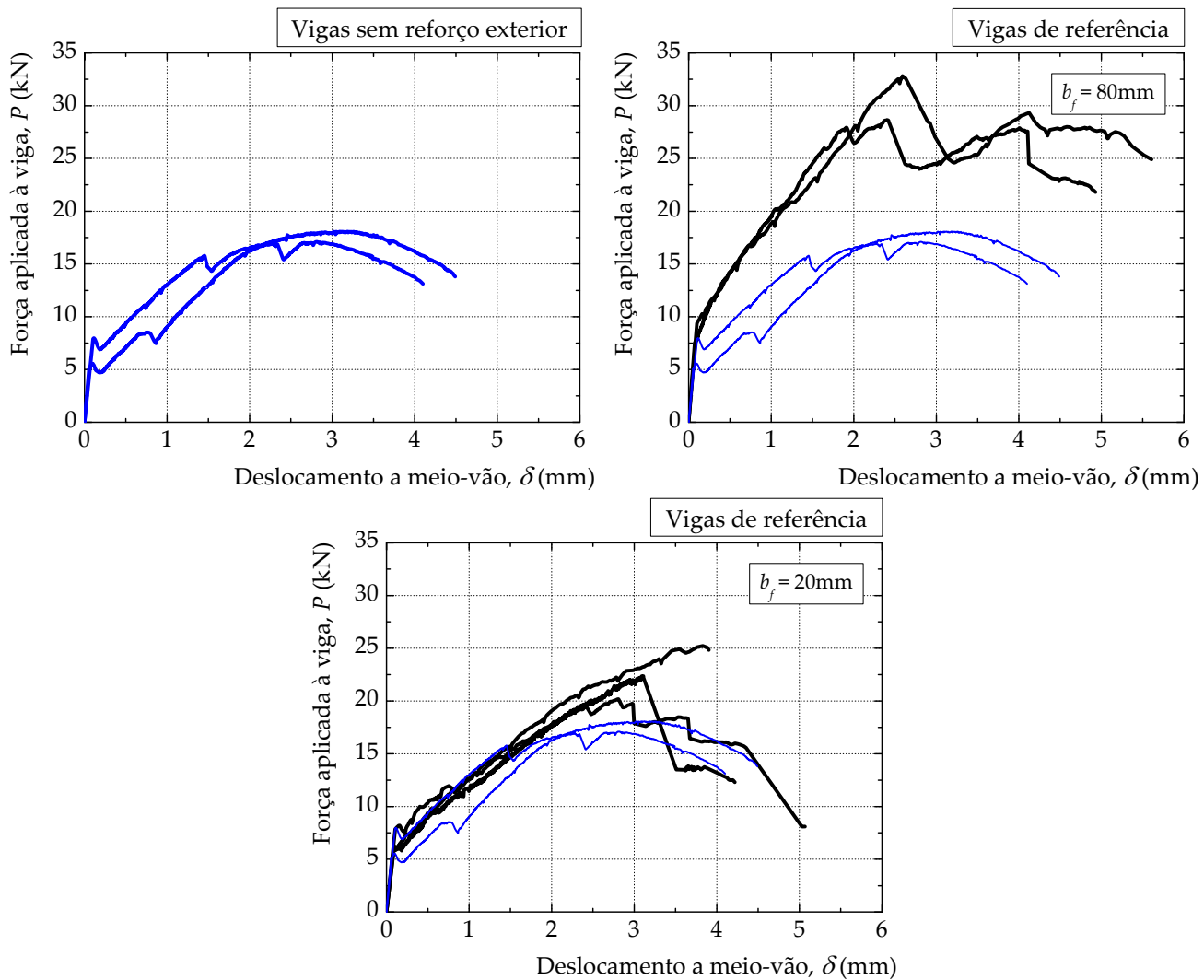


Figura 5.13: Diagramas força *vs.* deslocamento a meio-vão das vigas de referência: (i) sem reforço exterior; (ii) com 80mm de GFRP; e (iii) com 20mm de GFRP.

Nas vigas de betão armado com reforço exterior de GFRP, as cargas máximas na ruptura aumentaram, sendo maior para as vigas que têm uma largura de 80mm de GFRP, como seria de esperar atendendo a que têm uma quantidade de reforço quatro vezes superior. A média obtida para a carga externa máxima das vigas com um reforço exterior de 80mm de largura situou-se nos 30,7kN (cerca de 74,9% superior à média das forças obtidas para as vigas sem reforço exterior). Os carregamentos máximos alcançados nestas vigas foram de 32,8kN na viga V-REF80-01 e de 28,7kN na viga V-REF80-02.

O aparecimento de uma fenda a meio-vão, conduz posteriormente a uma ruptura por flexão com a ruptura dos dois varões de aço da armadura inferior. Esta ruptura deve-se ao facto da extensão na ruptura deste tipo de aço ser baixa, não conferindo grande ductilidade à viga. Esquemáticamente, o padrão da fendilhação desenvolvido nas vigas foi muito semelhante ao padrão observado nas vigas com reforço exterior de GFRP com 20mm de largura. No entanto, a propagação das fendas nas vigas sem reforço é muito mais rápida quando comparada com as vigas exteriormente reforçadas com GFRP. O efeito da redistribuição das extensões na viga de

betão armado proporcionado pelo reforço exterior de GFRP pode, por isso, ser importante sob o ponto de vista dos estados limites de utilização da viga.

Em termos médios, a capacidade de carga máxima obtida nas vigas com um reforço exterior de 20mm de largura situou-se nos 22,7kN (29,2% acima da média das cargas obtidas para as vigas sem reforço exterior). Os carregamentos máximos alcançados nestas vigas foram de 25,2kN na viga V-REF20-03, de 22,4kN na viga V-REF20-02 e de 20,5kN na viga V-REF20-03.

5.4.1.2. Deformadas

O gráfico da Figura 5.14 mostra as deformadas das vigas com e sem reforço exterior com base na leitura dos transdutores de deslocamento utilizados nos ensaios de flexão.

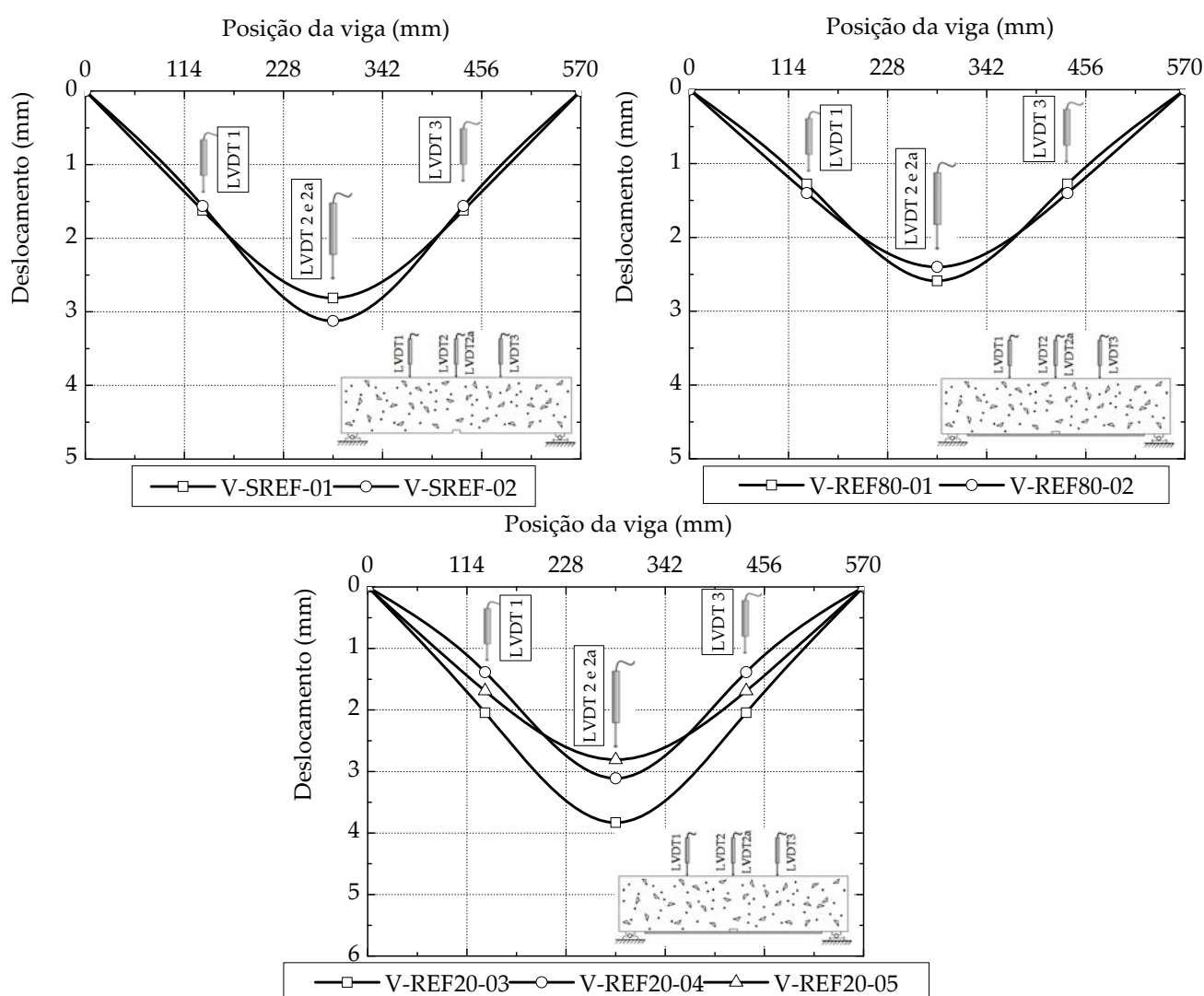


Figura 5.14: Gráfico das deformadas das vigas: (i) sem reforço exterior; (ii) com 20mm de GFRP; e (iii) com 80mm de GFRP, para o nível de força máxima.

Os resultados mostram que as deformadas das duas vigas sem reforço para as cargas máximas aplicadas às vigas são muito semelhantes em ambos os ensaios. Nas vigas com

80mm de GFRP, as flechas máximas obtidas a meio-vão (média entre os valores medidos no LVDT 2 e LVDT 2a) foram iguais a 2,59mm na viga V-REF80-01 e 2,40mm na viga V-REF80-02. Nas vigas com 20mm de GFRP, as cargas máximas aplicadas às vigas ficaram associadas a deslocamentos máximos iguais a 3,83mm na viga V-REF20-03, a 3,11mm na viga V-REF20-04 e a 2,81mm na viga V-REF20-05. Comparando as deformadas das vigas, os resultados mostram, como seria expectável, que os deslocamentos máximos nas vigas reforçadas com GFRP com 80mm de largura são inferiores aos deslocamentos máximos nas restantes vigas sem e com reforço exterior de 20mm de largura. Contudo, nas vigas reforçadas com 80mm de largura de GFRP apesar da sua maior rigidez, a ruptura prematura por corte/flexão acabou por condicionar o desempenho global destas vigas.

5.4.1.3. Tensões de aderência

As distribuições das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem nos provetes exteriormente reforçados com GFRP com 80mm de largura estão representadas na Figura 5.15. A exposição dos resultados apresentados na Figura 5.15 está organizada de forma a proporcionar ao leitor uma melhor visualização da distribuição das tensões de aderência desenvolvidas na ligação GFRP/betão, pelo que apenas se mostram as distribuições para cargas de 5kN em 5kN. Assim, da Figura 5.15 constata-se que as tensões de aderência começam a desenvolver-se junto ao centro da viga e com o aumento do carregamento as tensões de aderência máximas passam a desenvolver-se nas regiões do GFRP junto aos apoios. Porém, essas tensões de aderência são baixas visto que a ruptura por corte/flexão não permite que as tensões se desenvolvam substancialmente. As fendas de corte/flexão originam tensões normais e de tracção na interface que têm como consequência o destacamento prematuro da ligação GFRP/betão conforme se mostra pela Figura 5.16. Nestas vigas, os modos de fractura presentes do processo de descolamento do GFRP são o Modo I e o Modo II com predominância maior do Modo I levando ao desenvolvimento de tensões de aderência baixas na ligação GFRP/betão. Desta forma, e se fosse possível medir experimentalmente as tensões normais à superfície de colagem, os valores das tensões normais seriam superiores quando comparado com vigas cujo modo de fractura predominante no processo de descolamento seja o Modo II conforme aliás, se verificou nas vigas com reforço exterior de GFRP com 20mm de largura. Concretamente, a tensão de aderência máxima determinada para o provete V-REF80-01 foi de 2,80MPa e no provete V-REF80-02 foi de 1,69MPa cujas larguras do compósito de GFRP são de 80mm.

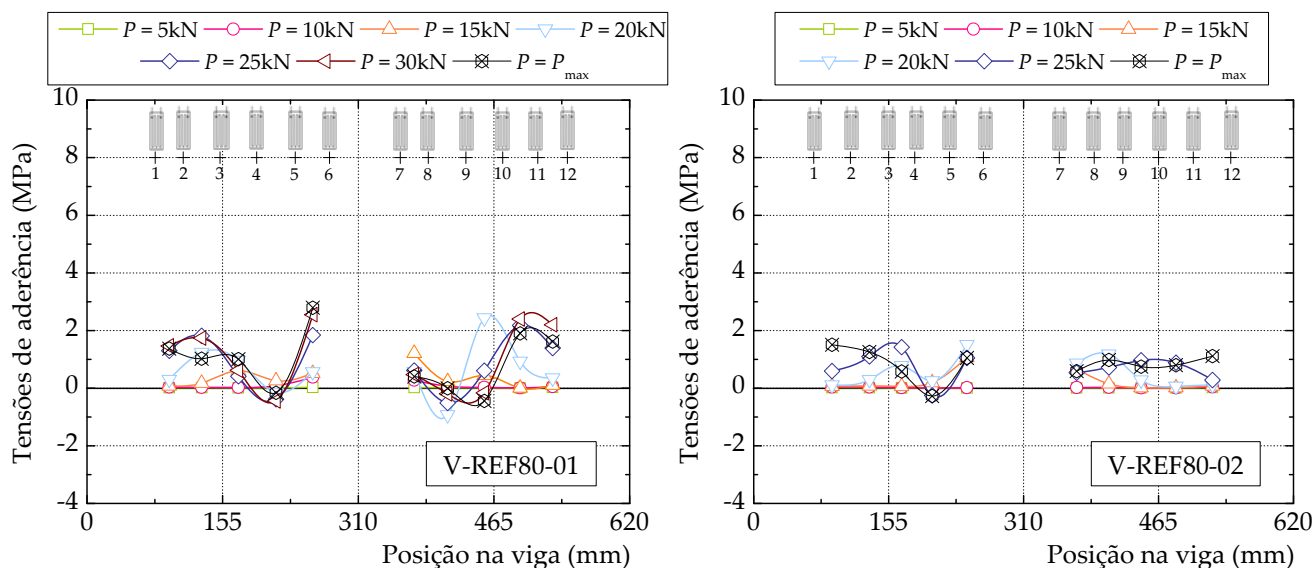


Figura 5.15: Distribuição das tensões de aderência nas vigas com reforço exterior de GFRP com 80mm de largura.

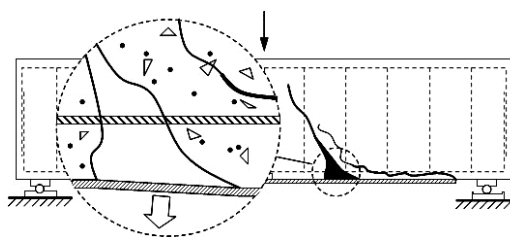


Figura 5.16: Pormenor do início da descolagem na viga com reforço exterior de GFRP com 80mm de largura.

As tensões de aderência obtidas nos provetes 20mm de largura de GFRP foram substancialmente maiores do que as geradas nas vigas reforçadas com 80mm de largura de GFRP. Nestas vigas, o Modo II de fractura foi predominante e evidenciando com maior incidência o deslizamento relativo entre o GFRP e o betão. Assim, comparativamente às vigas reforçadas com GFRP com 80mm de largura, as tensões de aderência foram muito superiores. Em média, verificou-se nas vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 20mm de largura um aumento em cerca de 175,6% relativamente às vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura. As tensões de aderência máximas obtidas foram de 6,79MPa na viga V-REF20-03, de 6,20MPa na viga V-REF20-04 e de 5,57MPa na viga V-REF20-05. Na Figura 5.17 mostram-se as distribuições das tensões de aderência nestas vigas para níveis de carga de 5kN em 5kN.

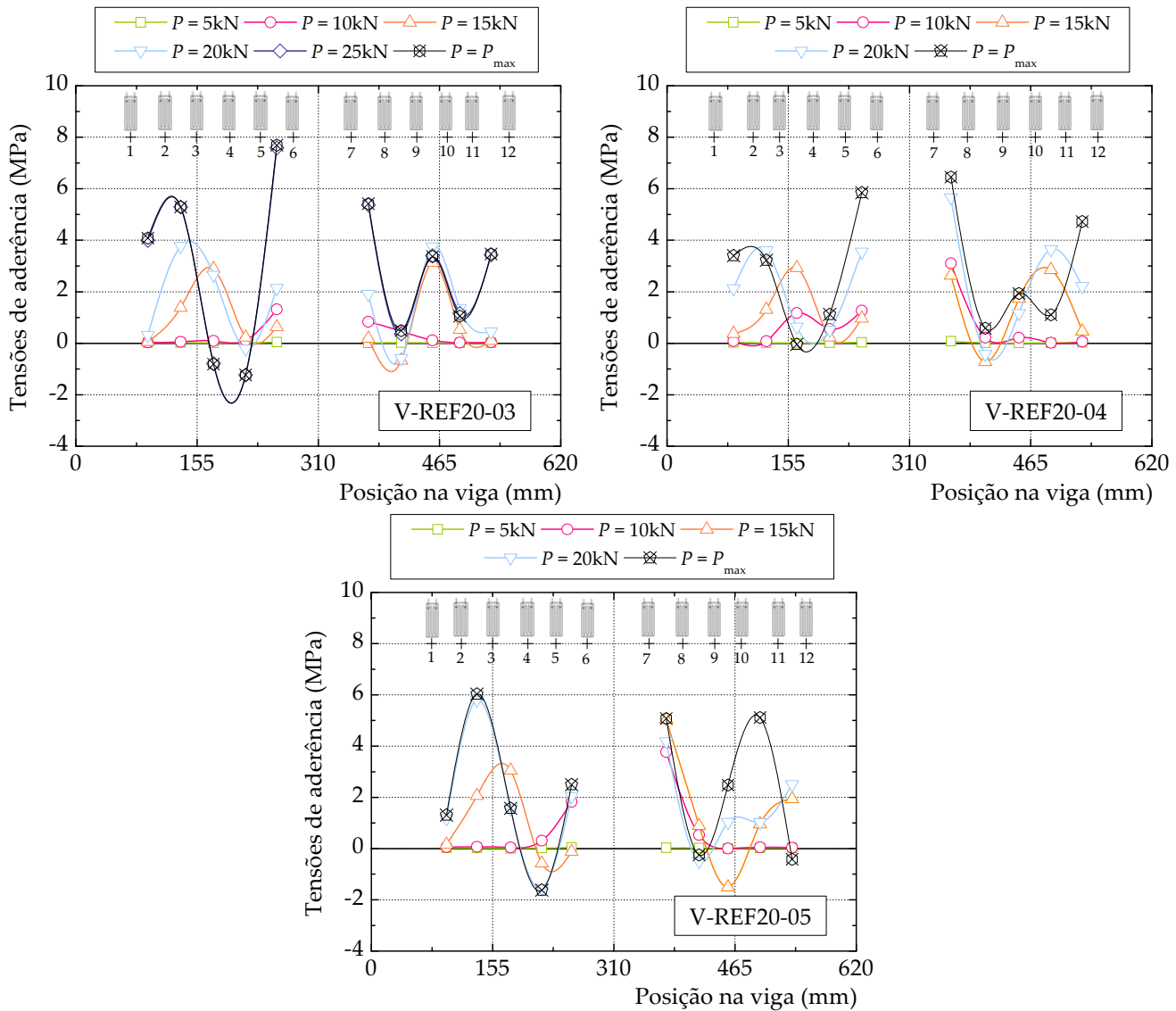


Figura 5.17: Distribuição das tensões de aderência nas vigas com reforço exterior de GFRP com 20mm de largura.

5.4.1.4. Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP

As tensões longitudinais determinadas nas vigas com reforço de 80mm foram também baixas. Estas tensões aumentam na região central da viga e com o aumento do carregamento outras regiões do GFRP são também mobilizadas. O efeito da abertura de fendas na viga de betão armado fica visível quando, entre 3 extensómetros consecutivos, se obtém um valor máximo da tensão longitudinal no 2º extensómetro. Por conseguinte, nesse extensómetro, as tensões de aderência são negativas em conformidade com o esquema já apresentado na Figura 5.1. Na Figura 5.18 mostram-se as tensões longitudinais máximas no GFRP obtidas nos dois ensaios com reforço exterior com 80mm e cujos valores máximos foram iguais a 118,6MPa na viga V-REF80-01 e a 68,8MPa na viga V-REF-80-02. Este resultado bastante disperso pode ser explicado pelo facto da viga V-REF-80-02 ter atingido uma carga de ruptura 87,3% da carga de ruptura da viga V-REF-80-01.

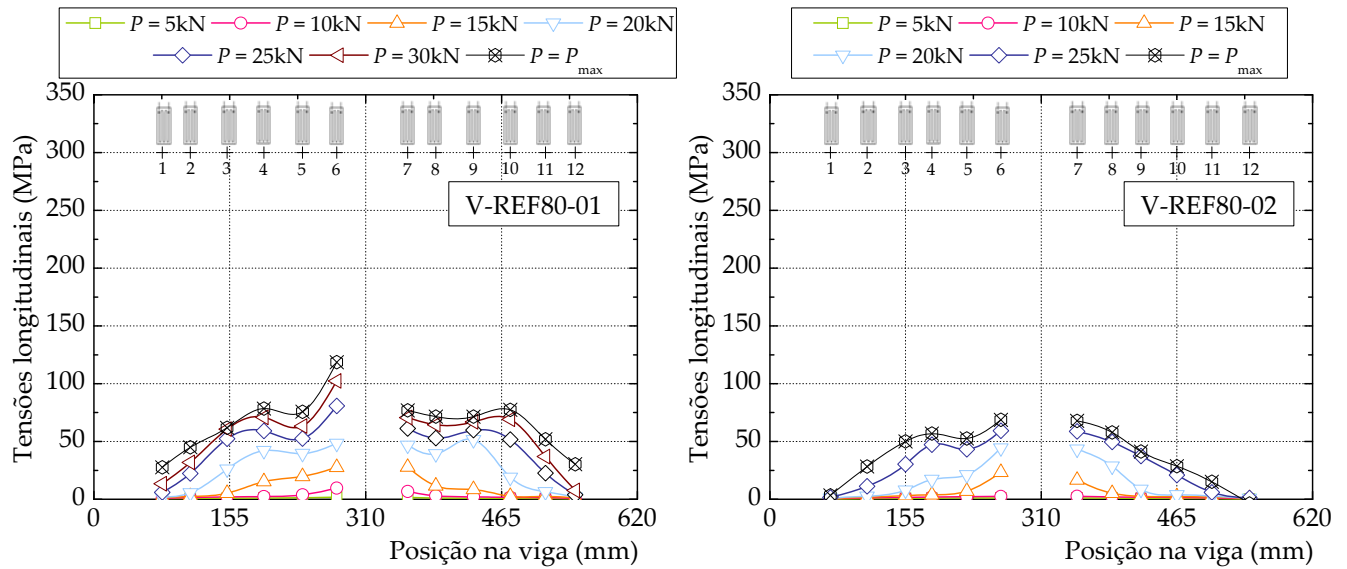


Figura 5.18: Distribuição das tensões longitudinais no GFRP nas vigas com reforço exterior com 80mm de largura.

Nas vigas com 20mm de GFRP, pode verificar-se pelos gráficos da Figura 5.19, que as tensões longitudinais atingiram valores muito superiores aos obtidos nas vigas reforçadas exteriormente com 80mm de GFRP. Esta verificação está em concordância com o exposto anteriormente, uma vez que as vigas reforçadas com 20mm de largura de GFRP ao estarem associadas ao Modo II de fractura, o deslizamento relativo entre superfícies coladas aumenta. Da relação entre a extensão no FRP e o deslizamento (veja-se a expressão (2.33)) constata-se que com o aumento das extensões no compósito ao longo do comprimento de colagem aumentam-se os deslizamentos relativos entre as superfícies coladas.

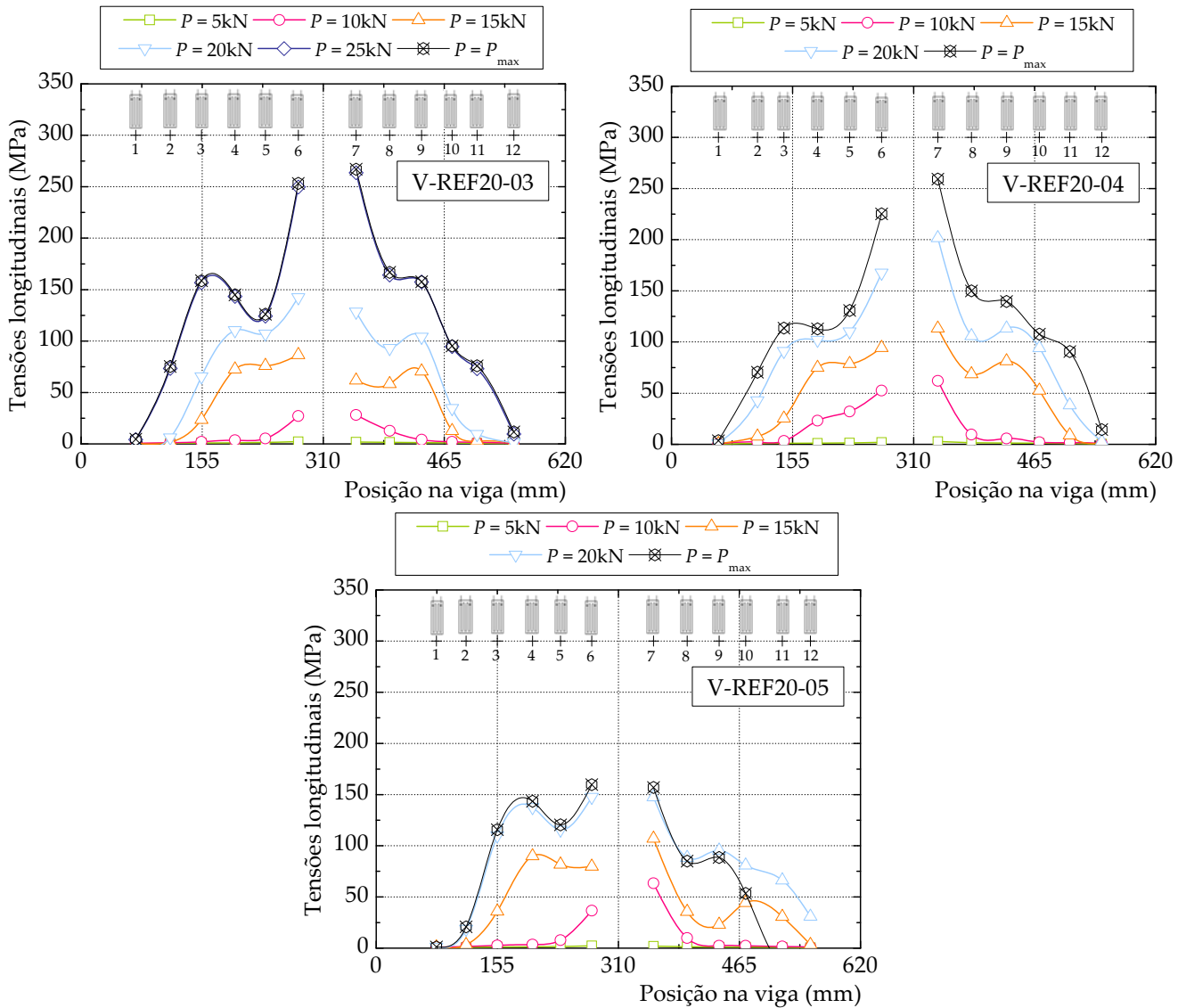


Figura 5.19: Distribuição das tensões longitudinais no GFRP nas vigas com reforço exterior com 20mm de largura.

5.4.1.5. Modos de ruptura

O aumento da área de reforço exterior conduziu as vigas de referência a modos de ruptura prematura diferenciados. Os modos de ruptura observados foram de dois tipos: (i) ruptura por flexão com o desenvolvimento de fendas de flexão na viga de betão armado (vigas com reforço exterior com 20mm de largura); e (ii) ruptura por corte/flexão com o desenvolvimento de uma fendilhação predominantemente de corte (vigas com reforço exterior com 80mm de largura). Os mesmos modos de ruptura foram também verificados nas vigas submetidas aos diferentes envelhecimentos acelerados estudados. Nas vigas com reforço exterior com 20mm de largura a ruptura ficou caracterizada pela separação do compósito de GFRP da superfície de betão associada a um arrancamento da camada de betão adjacente à superfície de colagem enquanto que nas outras vigas a ruptura ficou caracterizada pelo desenvolvimento de uma fenda de corte/flexão que desencadeia o processo de arrancamento do recobrimento de betão. No

primeiro caso, o processo de destacamento do compósito de GFRP da superfície de betão ocorre da região interior da viga em direcção aos apoios. No segundo caso o processo de destacamento do GFRP inicia-se desde a fenda de corte/flexão em direcção à zona de apoio. Estes modos de ruptura estão esquematizados na Figura 5.20 e documentados na segunda metade do Apêndice C.

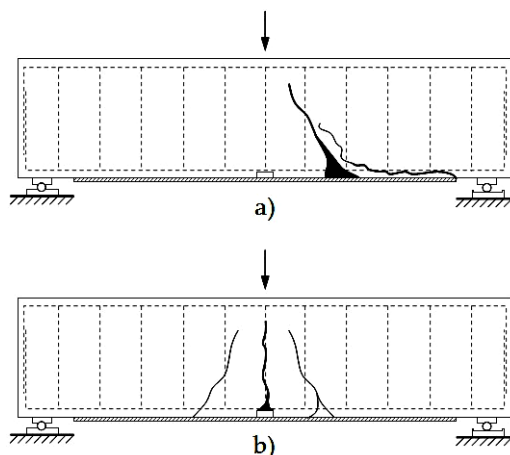


Figura 5.20: Modos de ruptura observados nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP: (a) com 80mm de largura; e (b) com 20mm de largura.

5.4.2. Ciclos de nevoeiro salino

Foram consideradas nove vigas de secção rectangular submetidas a ciclos de nevoeiro salino e que se dividiram pela largura do reforço exterior de GFRP (20mm e 80mm) e por estágio de envelhecimento (3000h e 10000h). Assim, às 3000 horas de envelhecimento, quatro vigas foram ensaiadas sendo que três tinham um reforço exterior de GFRP com 80mm de largura. Às 10000 horas, três vigas com 20mm de GFRP e duas vigas com 80mm de GFRP foram ensaiadas. A Tabela 5.2 faz um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 5.2: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino.

Provete	Nº horas env.mento	b_f (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$\epsilon_{f,max}$ (%)	σ_{max} (MPa)	τ_{max} (MPa)
V-NS80-01	3000	80	36,4	2,33	0,38	87,17	2,83
V-NS80-02	3000	80	35,1	2,44	0,38	86,64	2,88
V-NS80-03	3000	80	31,9	2,34	0,37	85,12	1,95
V-NS20-04	3000	20	22,0	3,44	1,01	234,35	5,76
V-NS20-05	10000	20	26,4	3,23	0,94	192,34	6,05
V-NS20-06	10000	20	28,2	3,92	1,00	204,76	4,93
V-NS80-07	10000	80	33,6	2,05	0,38	116,34	1,76
V-NS20-08	10000	20	24,8	3,78	0,93	191,63	5,56
V-NS80-09	10000	80	37,6	2,58	0,44	90,18	2,99

Refira-se ainda que as curvas carga *vs.* deslocamento a meio-vão e as distribuições das tensões de aderência e longitudinais no GFRP de todas as vigas submetidas aos ciclos de nevoeiro salino estão apresentadas no Apêndice G, apresentando-se, neste sub-capítulo, apenas os resultados mais representativos das vigas submetidas aos ciclos de nevoeiro salino.

5.4.2.1. Diagramas carga-deslocamento

Os resultados dos ensaios às 3000 horas e 10000 horas das vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino indicados na Tabela 5.2 mostram que os carregamentos máximos das vigas reforçadas exteriormente com 80mm de GFRP aumentaram, em média, para 34,5kN às 3000 horas (cerca de 12,1% superior ao valor médio obtido às 0 horas) e para os 35,6kN às 10000 horas (cerca de 15,8% superior ao valor médio obtido às 0 horas). Nas vigas com reforço exterior de GFRP com 20mm de largura apenas às 10000 horas de envelhecimento se verificou um aumento da carga máxima na viga para o valor médio de 26,5kN (cerca de 16,6% superior ao valor médio obtido às 0 horas).

A Figura 5.21 compara os diagramas carga-deslocamento das vigas envelhecidas com as vigas de referência. Nas vigas com 80mm de GFRP pode verificar-se um ligeiro aumento da rigidez na fase pós-fendilhada com o tempo de exposição e que pode ser explicado pelo aumento do módulo de elasticidade do betão. A média das forças correspondentes à fendilhação das vigas envelhecidas com 80mm de GFRP não sofreu significativas alterações ao contrário das vigas com 20mm de GFRP que aumentou de 6,7kN às 0 horas para 9,9kN às 10000 horas de envelhecimento. Este aumento da média da força na fendilhação das vigas envelhecidas com 20mm de GFRP pode ser explicado pelo facto do nevoeiro salino ter proporcionado uma melhoria, ao longo do tempo, das propriedades do betão.

5.4.2.2. Tensões de aderência

As tensões de aderência nas vigas com 20mm de GFRP foram diminuindo com os estágios de envelhecimento. No primeiro estágio de envelhecimento a tensão de aderência diminuiu cerca de 6,9% às 3000 horas e cerca de 10,9% às 10000 horas relativamente às vigas de referência homólogas. No entanto, nas vigas reforçadas exteriormente com 80mm de GFRP verificou-se um aumento relativamente às vigas de referência em cerca de 13,7% às 3000 horas e em cerca de 5,8% às 10000 horas.

Comparando com as vigas de referência com 20mm de GFRP e analisando apenas as regiões não fendilhadas das vigas (mais junto aos apoios), a evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem permite verificar que, para a mesma carga de 20kN, as tensões de aderência máximas nas vigas envelhecidas situam-se predominantemente numa região da viga mais próxima do meio-vão (veja-se a Figura 5.22).

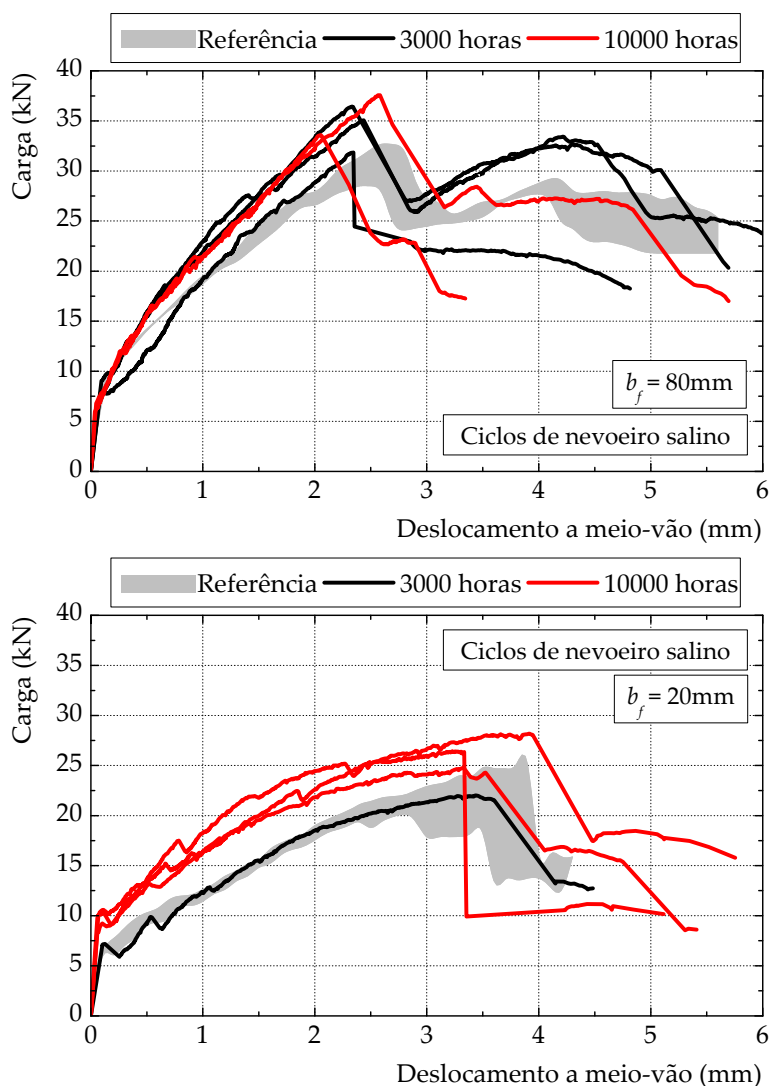


Figura 5.21: Evolução das curvas força *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de neveiro salino: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).

5.4.2.3. Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP

Em termos das extensões máximas obtidas no compósito de GFRP verificam-se variações muito pequenas relativamente às 0 horas. De facto, a maior variação ocorrida deu-se nas vigas com 80mm de GFRP às 3000 horas de envelhecimento com uma redução em cerca de 5,8% relativamente às vigas de referência.

Em média, as tensões longitudinais máximas no compósito sofreram variações mais singificativas às 10000 horas de exposição nas vigas com 20mm de GFRP com uma redução em cerca de 14,5%. Nas vigas reforçadas exteriormente com 80mm de largura verificou-se, às 3000 horas, uma redução de 7,6% relativamente às vigas de referência e um aumento de 10,2% às 10000 horas.

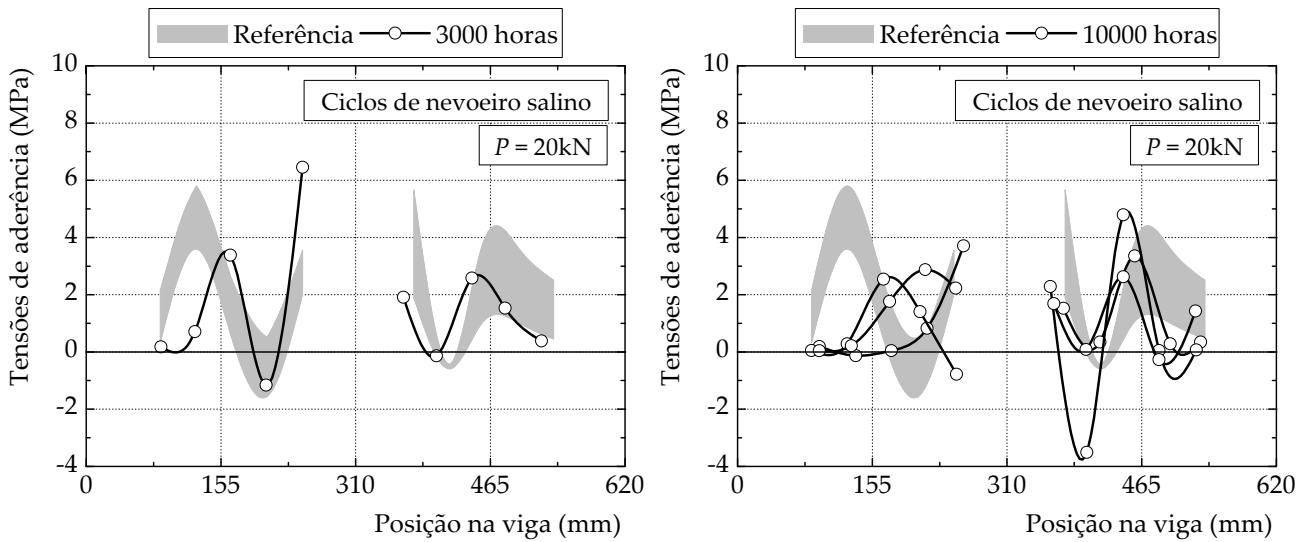


Figura 5.22: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de nevoeiro salino.

5.4.2.4. Modos de ruptura

Os modos de ruptura verificados nas vigas com 20mm de GFRP foram distintos. Nas vigas sem envelhecimento, o modo de ruptura da ligação GFRP/betão caracterizou-se essencialmente pelo destacamento de uma camada superficial de betão enquanto que nas vigas envelhecidas a ruptura da ligação foi mais adesiva. A Figura 5.23 compara os modos de ruptura da ligação GFRP/betão às 0 horas e às 10000 horas de envelhecimento.

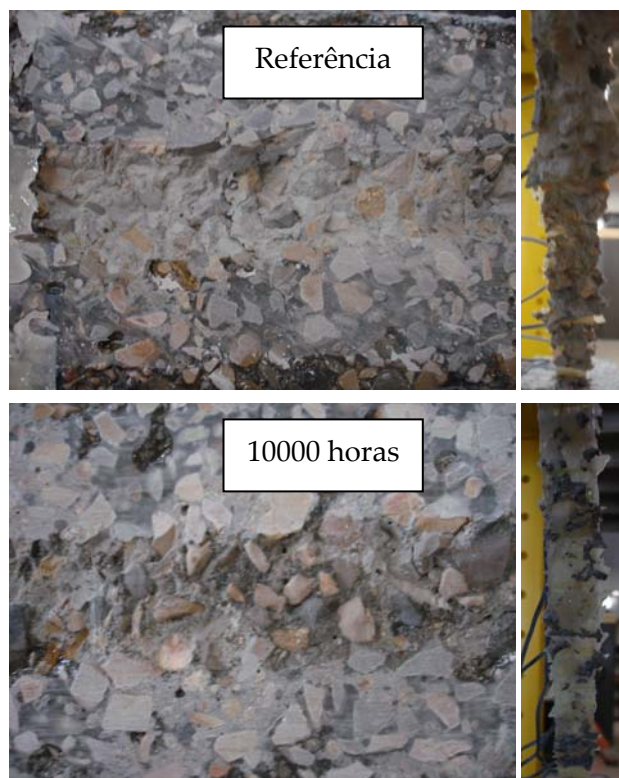


Figura 5.23: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de nevoeiro salino.

5.4.3. Ciclos de marés

Para os ciclos de marés foram consideradas nove vigas de secção rectangular divididas por dois estágios de envelhecimento (às 3000h e 10000h) e pela largura do reforço exterior de GFRP (20mm e 80mm). Foram ensaiadas quatro vigas às 3000 horas de envelhecimento sendo que três tinham um reforço exterior de GFRP com 80mm de largura. Às 10000 horas, quatro vigas com 20mm de GFRP e uma viga com 80mm de GFRP foram também ensaiadas. A Tabela 5.3 faz um resumo dos resultados obtidos nos ciclos de marés sendo que se remete para o Apêndice G as carga *vs.* deslocamento a meio-vão das vigas bem como as distribuições das tensões de aderência e longitudinais no compósito de GFRP.

Tabela 5.3: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de marés.

Provete	Nº horas env. mento	b_f (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$\epsilon_{f,max}$ (%)	σ_{max} (MPa)	τ_{max} (MPa)
V-MAR80-01	3000	80	32,8	2,17	0,32	62,9	1,64
V-MAR80-02	3000	80	36,2	3,03	0,44	87,3	2,25
V-MAR80-03	3000	80	35,3	2,46	0,39	76,5	1,92
V-MAR20-04	3000	20	23,7	3,12	0,99	196,4	3,72
V-MAR20-05	10000	20	23,6	3,10	1,02	201,3	4,56
V-MAR20-06	10000	20	25,1	2,76	0,90	196,7	4,73
V-MAR80-07	10000	80	36,6	2,60	0,43	85,4	2,48
V-MAR20-08	10000	20	24,6	2,76	0,84	165,4	4,88
V-MAR20-09	10000	20	24,4	2,31	0,67	132,5	3,29

5.4.3.1. Diagramas carga-deslocamento

Os ciclos de marés evidenciaram, em termos de carga máxima, valores muito semelhantes aos verificados nos ciclos de nevoeiro salino. Por exemplo, nas vigas reforçadas com 80mm de largura de GFRP submetidas a 3000 horas de envelhecimento, o incremento verificado foi de 13,1% (em média, corresponde a uma carga máxima de 34,8kN). Na viga com 10000 horas de envelhecimento o aumento para 36,6kN representa um incremento de 19,2% relativamente às vigas de referência. Nas vigas com 20mm de GFRP, o maior incremento de carga foi verificado às 10000 horas e a média calculada para a carga máxima foi de 24,4kN, ou seja, cerca de 7,5% superior às vigas homólogas de referência.

A Figura 5.24 compara os diagramas carga *vs.* deslocamento a meio-vão antes e após a imposição dos ciclos de marés. Os resultados são semelhantes aos verificados nas vigas sujeitas a ciclos de nevoeiro salino, ou seja, ligeiro incremento da rigidez na fase pós-fendilhada das vigas. Às 10000 horas de envelhecimento, o aumento da força na fendilhação das vigas com 20mm de GFRP foi menos acentuado do que nas vigas homólogas sujeitas a ciclos de nevoeiro salino. Assim, às 10000 horas de envelhecimento

com ciclos de marés, a média da força correspondente à fendilhação das vigas com 20mm de GFRP foi de 8,8kN.

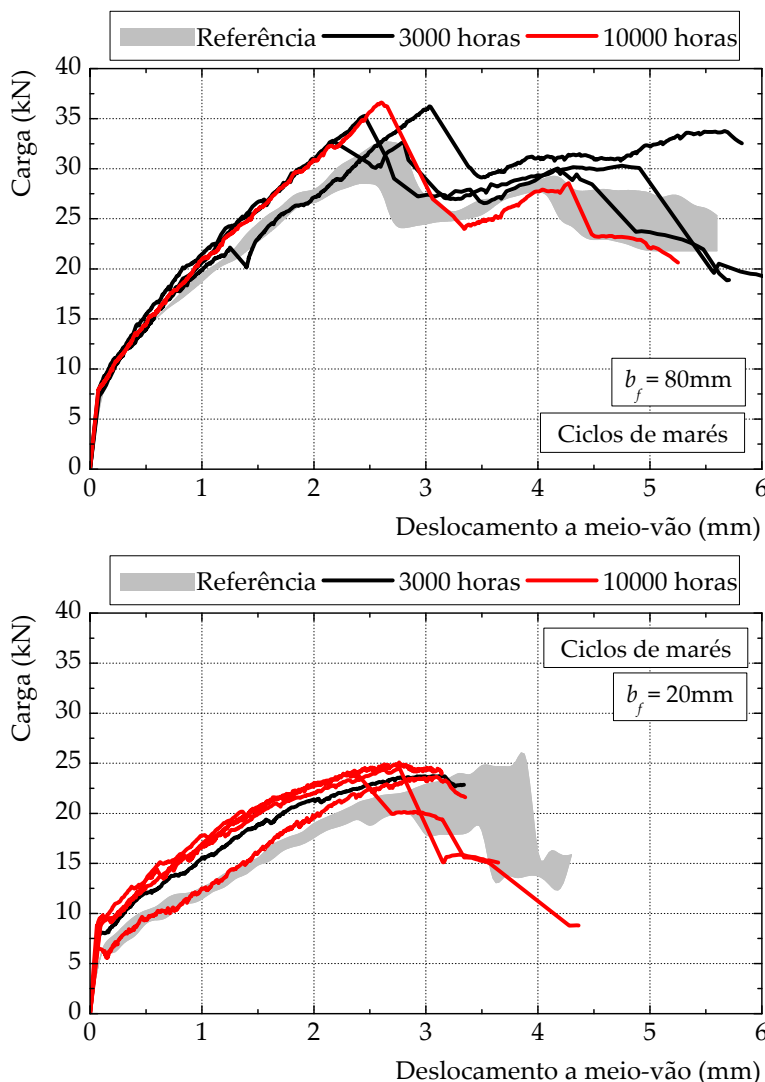


Figura 5.24: Evolução das curvas força *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de marés: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).

5.4.3.2. Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP

As extensões máximas no compósito de GFRP foram, em média, semelhantes às 3000 horas. Porém, às 10000 horas de envelhecimento, as extensões máximas nas vigas com 20mm de GFRP diminuíram cerca de 12,5% tomando, a extensão máxima no GFRP o valor médio de 0,86%.

As tensões longitudinais registaram a redução mais baixa nas vigas com 80mm de GFRP e submetidas a 3000 horas de envelhecimento. Em média, a tensão longitudinal máxima foi de 75,6MPa (cerca de 19,4% inferior à média obtida para as mesmas vigas de referência). Nas vigas com 20mm de GFRP, as tensões longitudinais máximas foram diminuindo com o tempo de exposição aos ciclos de marés atingindo, em média às 10000 horas de envelhecimento, o valor 174,0MPa, isto é, cerca de 24,2% inferior às vigas de referência.

5.4.3.3. Tensões de aderência

As tensões de aderência máximas nas vigas com 20mm de GFRP tiveram, em média, uma redução de 39,9% às 3000 horas e de 29,5% às 10000 horas de exposição. As vigas com 80mm GFRP permitiram identificar uma redução de 13,7% às 3000 horas e um incremento de 10,5% às 10000 horas relativamente às vigas de referência.

A Figura 5.25 compara o desenvolvimento das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem nas vigas de referência e nas vigas envelhecidas por ciclos de marés para o mesmo nível de carga de 20kN. Qualitativamente, os resultados são semelhantes aos ciclos de nevoeiro salino, isto é, a localização das tensões de aderência máxima nas regiões não fendilhadas das vigas é mais próxima do meio-vão nas vigas envelhecidas do que nas vigas de referência.

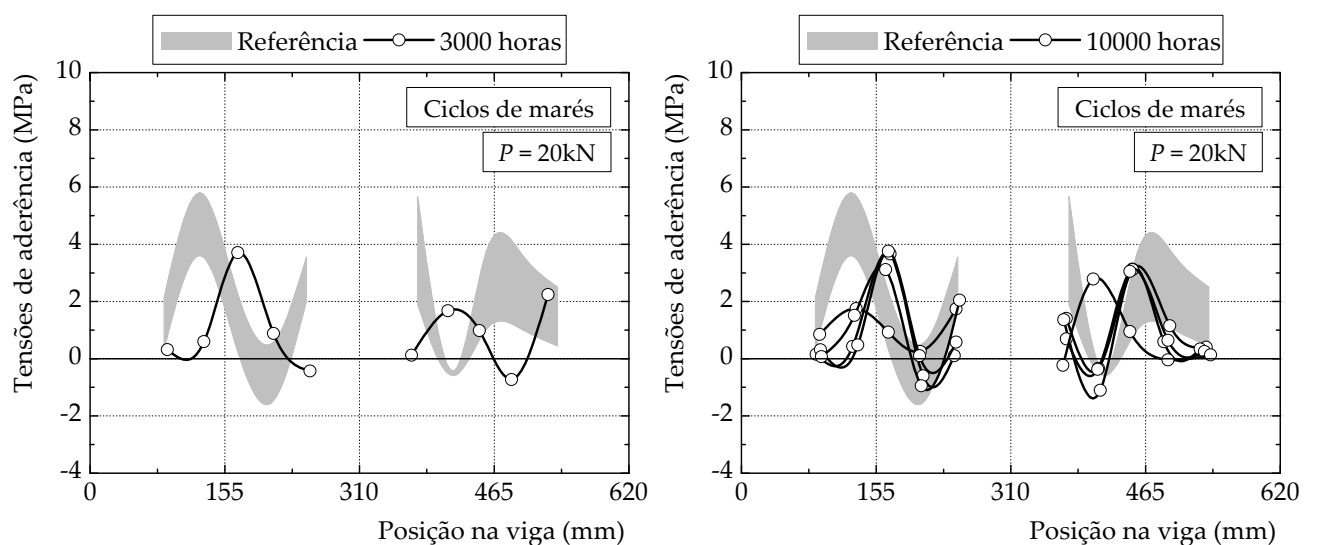


Figura 5.25: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de marés.

5.4.3.4. Modos de ruptura

A Figura 5.26 mostra os modos de ruptura verificados na ligação GFRP/betão às 0 horas e às 10000 horas de envelhecimento. Esta figura permite concluir que com 10000 horas de envelhecimento por ciclos de marés, a ruptura da ligação GFRP/betão foi essencialmente adesiva pela interface entre ambos os materiais constatando com a ruptura coesiva pelo betão verificada na ligação GFRP/betão das vigas de referência. Note-se que esta evidência foi também observada nas vigas sujeitas a ciclos de nevoeiro salino.

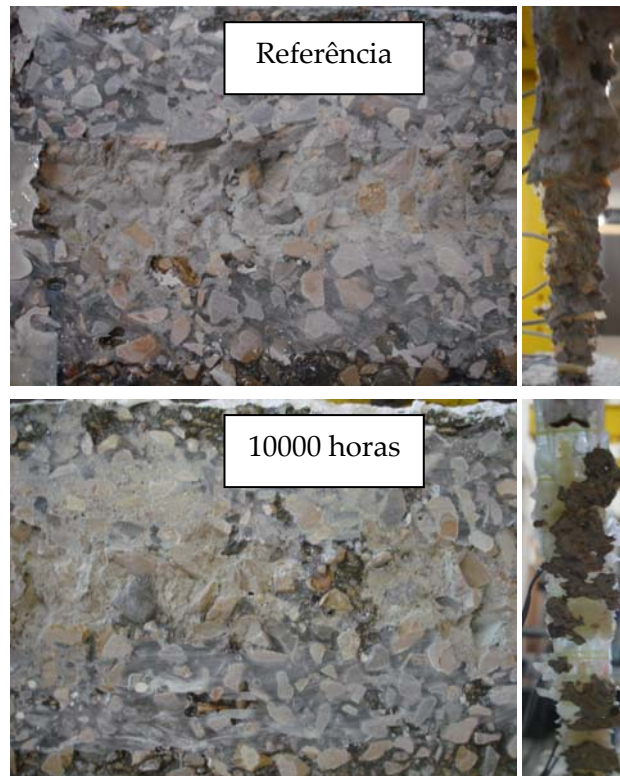


Figura 5.26: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de marés.

5.4.4. Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C

Foram ensaiadas nove vigas de secção rectangular sujeitas a ciclos de temperatura entre os +7,5°C e os +47,5°C. Dois estágios de envelhecimento foram considerados sendo que às 3000 horas foram ensaiadas três vigas com 80mm de GFRP e uma viga com 20mm de GFRP e às 10000 horas foram ensaiadas duas vigas com 80mm de GFRP e três vigas com 20mm de GFRP. A Tabela 5.4 apresenta uma síntese dos resultados obtidos, remetendo-se para o Apêndice G os gráficos carga *vs.* deslocamento a meio-vão de cada uma das vigas ensaiadas bem como as respectivas distribuições das tensões de aderência e longitudinais no compósito de GFRP.

Tabela 5.4: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C.

Provete	Nº horas env.mento	b_f (mm)	P_{\max} (kN)	δ_{\max} (mm)	$\varepsilon_{f,\max}$ (%)	σ_{\max} (MPa)	τ_{\max} (MPa)
V-TV80-01	3000	80	27,4	1,96	0,32	61,27	1,75
V- TV80-02	3000	80	24,6	2,65	0,29	55,58	1,67
V- TV80-03	3000	80	27,9	2,53	0,29	60,91	1,46
V- TV20-04	3000	20	20,9	3,00	0,92	177,33	5,20
V- TV20-05	10000	20	24,6	4,54	0,60	129,96	5,87
V- TV20-06	10000	20	26,5	3,24	0,70	149,77	4,04
V- TV80-07	10000	80	30,4	2,31	0,34	73,42	1,82
V- TV20-08	10000	20	21,4	2,82	0,68	145,61	3,90
V- TV80-09	10000	80	22,4	2,27	0,44	94,06	2,36

5.4.4.1. Diagramas carga-deslocamento

As cargas máximas conseguidas nas vigas com reforço exterior com 80mm de largura tiveram uma redução às 3000 horas e 10000 horas de envelhecimento de, respectivamente, 13,4% e 14,1% quando comparadas com as vigas de referência. Assim, a média obtida foi de 26,6kN nas vigas com 3000 horas de envelhecimento e de 26,4kN nas vigas com 10000 horas de envelhecimento. Nas vigas com reforço exterior de 20mm a força máxima na viga V-TV20-04 foi de 20,9kN (com uma redução de 7,9% quando comparado com as vigas de referência). No entanto, a média calculada para as vigas sujeitas a 10000 horas de envelhecimento foi de 24,2kN o que corresponde a um incremento de 16,2% relativamente às vigas homólogas de referência.

A Figura 5.27 compara os diagramas carga *vs.* deslocamento a meio-vão antes e após a imposição dos ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C. Os resultados mostram que, em média, a força correspondente à fendilhação da viga e a fase pós fendilhada da viga não sofreram significativas variações relativamente às vigas de referência.

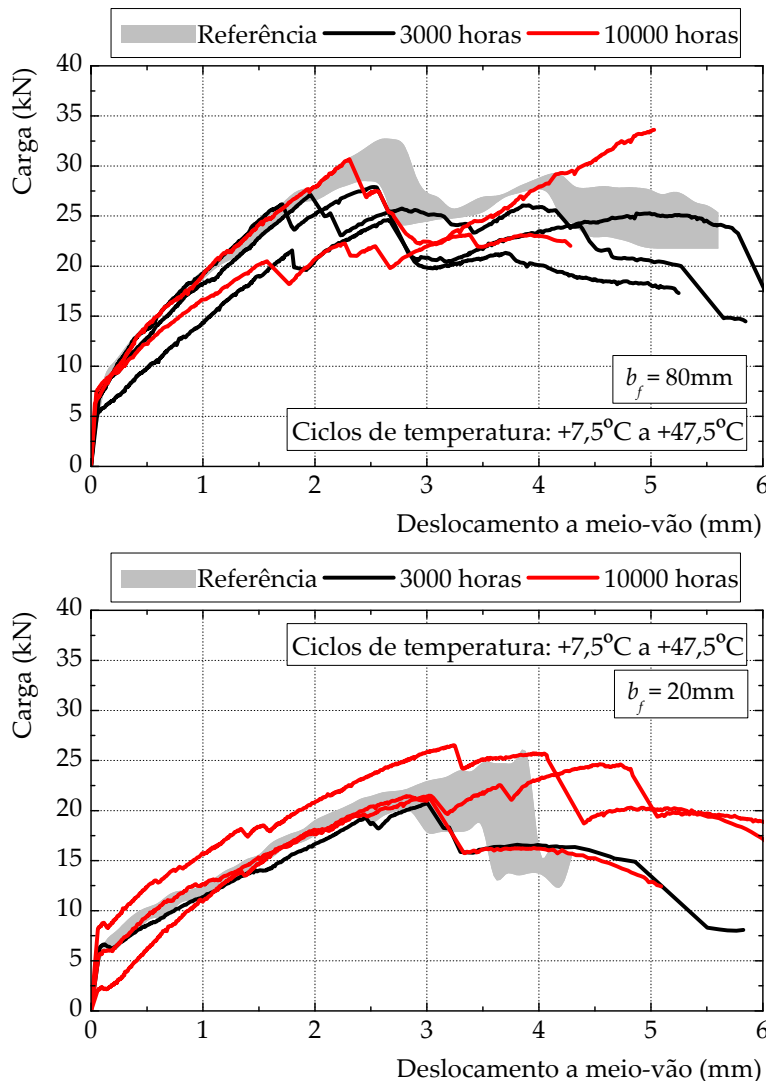


Figura 5.27: Evolução das curvas força *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).

5.4.4.2. Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP

As extensões máximas verificadas nas vigas com 80mm de GFRP apresentaram tendências contrárias com o número de horas de envelhecimento, ou seja, às 3000 horas a média calculada baixou para 0,30% (redução de 25,0% relativamente às vigas de referência) voltando a subir para 0,4% às 10000 horas de envelhecimento (aumento de 30,0% relativamente ao valor obtido às 3000 horas). No entanto, nas vigas com 20mm de GFRP verificou-se uma diminuição progressiva com o número de horas de envelhecimento. Assim, às 3000 horas, a viga V-TV-20-04 apresentou uma extensão máxima de 0,92% o que significa uma redução de 6,1% relativamente à média das vigas homólogas de referência. Esta redução aumentou para 36,7% às 10000 horas de envelhecimento, isto é, em média a extensão máxima determinada para estas vigas foi de 0,66%.

As tensões longitudinais às 3000 horas das vigas com 80mm de GFRP tiveram um decréscimo muito significativo quando comparadas com as vigas de referência. Esta

redução foi de 36,8% tendo diminuído para 10,6% às 10000 horas de envelhecimento. Nas vigas reforçadas com GFRP com 20mm apresentaram uma redução sistemática com o número de horas de envelhecimento. Às 3000 horas, a tensão máxima obtida na viga V-TV02-04 foi de 177,3MPa (equivalente a uma redução de 22,8% relativamente às vigas de referência) e às 10000 horas a média das tensões longitudinais máximas foi de 141,78MPa o que traduz uma redução em cerca de 38,2% relativamente à média dos provetes homólogos de referência.

5.4.4.3. Tensões de aderência

Em termos de tensões de aderência verificou-se uma redução com o número de horas de envelhecimento nas vigas com 20mm de GFRP. Na viga V-TV20-04 com 3000 horas de exposição ambiental, a tensão de aderência máxima determinada foi de 5,20MPa o que traduz uma redução de 16,0% da média dos provetes de referência. Com 10000 horas de exposição ambiental, a média das tensões de aderência máximas determinadas nas vigas com 20mm de GFRP foi de 4,60MPa o que corresponde uma redução relativamente às vigas de referência em cerca de 25,6%. Nas vigas reforçadas com 80mm de largura de GFRP, as reduções relativamente às vigas homólogas de referência foram de 27,5% às 3000 horas e de 6,9% às 10000 horas.

A Figura 5.28 compara o desenvolvimento das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem nas vigas de referência e nas vigas envelhecidas por ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C para o mesmo nível de carga de 20kN. Os resultados mostram que as tensões de aderência máxima localizam-se, na generalidade, nas mesmas regiões de tensões de aderência máxima das vigas de referência, permitindo constatar que a distribuição destas tensões ao longo do comprimento de colagem (L_b) não é afectada por este tipo de ciclos de temperatura.

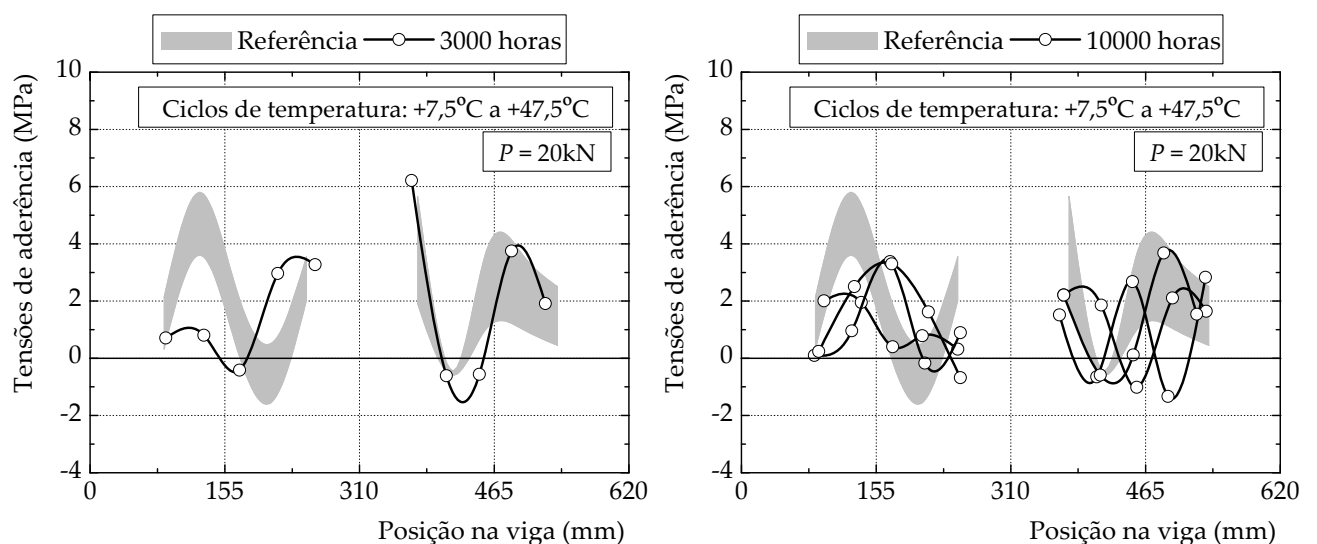


Figura 5.28: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de temperatura entre +7,5°C a +47,5°C.

5.4.4.4. Modos de ruptura

Os modos de ruptura verificados na ligação GFRP/betão às 0 horas e às 10000 horas de envelhecimento não foram significativamente alterados. Como exemplo, veja-se a Figura 5.29 que permite verificar que a ruptura da ligação GFRP/betão às 10000 horas de envelhecimento por ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$ é essencialmente coesiva pelo betão.

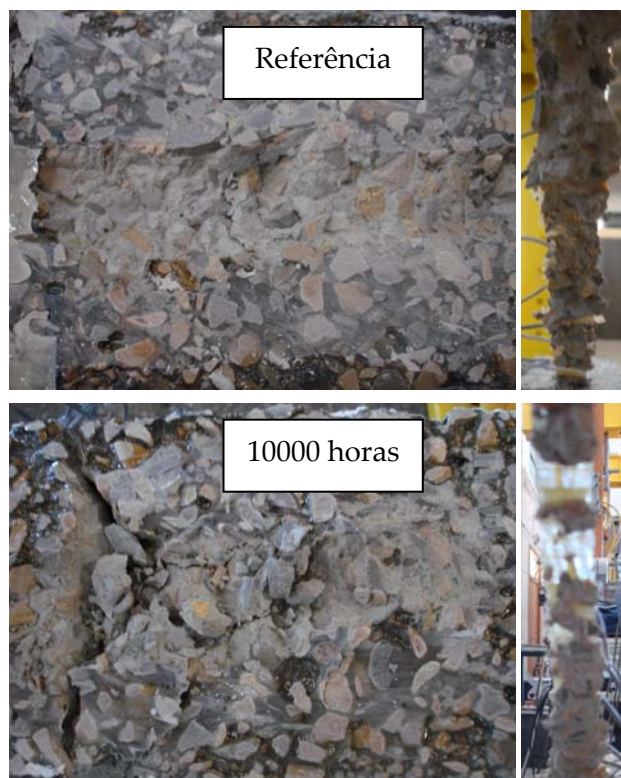


Figura 5.29: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$.

5.4.5. Ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$

Foram ensaiadas nove vigas de secção rectangular com 80mm e 20mm de GFRP às 3000 horas e às 10000 horas de envelhecimento. Às 3000 horas, foram ensaiadas quatro vigas sendo que três tinham um reforço exterior com 80mm de largura. Às 10000 horas, das cinco vigas ensaiadas, quatro tinham um reforço exterior com 20mm de largura. A Tabela 5.5 apresenta, sinteticamente, os resultados máximos obtidos nos ensaios e remete-se para o Apêndice G os gráficos carga *vs.* deslocamento a meio-vão de cada um dos ensaios realizados bem como as respectivas distribuições das tensões de aderência e longitudinais no compósito de GFRP.

Tabela 5.5: Resumo dos resultados obtidos para as vigas submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C.

Provete	Nº horas env.mento	b_f (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$\varepsilon_{f,max}$ (%)	σ_{max} (MPa)	τ_{max} (MPa)
V-GD80-01	3000	80	29,6	2,23	0,36	71,19	1,75
V-GD80-02	3000	80	28,8	2,70	0,31	61,43	1,50
V-GD80-03	3000	80	23,5	2,01	0,36	70,90	1,59
V-GD20-04	3000	20	24,3	4,50	1,20	230,58	4,82
V-GD20-05	10000	20	26,3	3,60	0,71	151,73	4,07
V-GD20-06	10000	20	25,4	3,02	0,72	153,99	3,92
V-GD80-07	10000	80	24,8	1,77	0,32	68,39	1,86
V-GD20-08	10000	20	25,9	4,23	1,18	252,28	8,01
V-GD20-09	10000	20	23,7	3,20	0,92	194,92	6,54

5.4.5.1. Diagramas carga-deslocamento

Os ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C permitiram verificar uma redução da carga máxima nas vigas com 80mm de GFRP. Às 3000 horas de envelhecimento, a média determinada da carga máxima nas vigas foi de 27,3kN e representa uma redução relativamente às vigas de referência em cerca de 11,2%. Para o último estágio de envelhecimento, a viga V-GD-80-07 atingiu a carga máxima de 25,9kN, ou seja, cerca de 15,7% inferior à média das vigas de referência. Relativamente às vigas com 20mm de GFRP, os resultados evidenciaram um aumento na carga máxima em ambos os estágios de envelhecimento sendo o último estágio aquele que evidenciou o maior aumento (cerca de 14,2%).

Comparando os diagramas carga *vs.* deslocamento a meio-vão das vigas de referência com as vigas sujeitas aos ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C (Figura 5.30), verifica-se que a fase pós fendilhada das vigas envelhecidas apresentam uma pequena diminuição de rigidez. Verifica-se ainda que a força média correspondente à fendilhação nas vigas envelhecidas com 80mm de GFRP diminuiu. No entanto, nas vigas com 20mm de GFRP a força média correspondente à fendilhação não se alterou com os envelhecimentos. Estes resultados mostram que os ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C impostos às vigas degradaram ligeiramente as propriedades iniciais (às 0 horas) do betão.

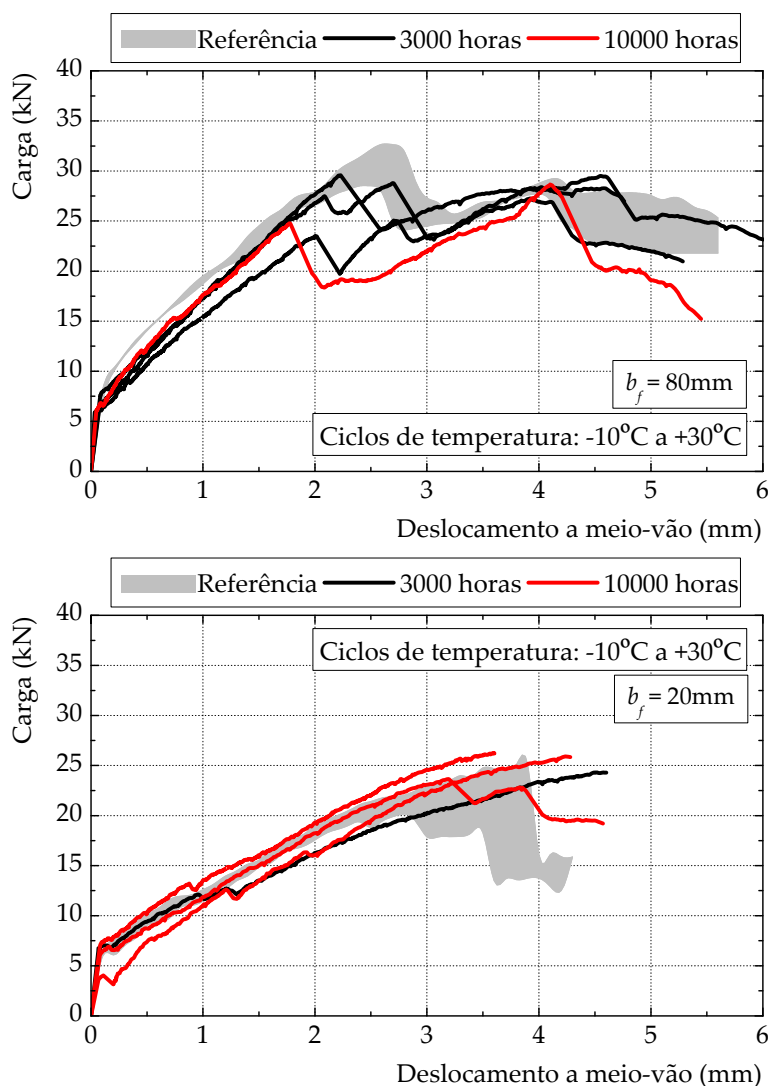


Figura 5.30: Evolução das curvas força *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas sujeitas a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$: (i) com 80mm de largura (em cima); e (ii) com 20mm de largura (em baixo).

5.4.5.2. Extensões e tensões longitudinais no compósito de GFRP

As extensões máximas nas vigas com 20mm e 80mm de GFRP tiveram ainda comportamento oposto ao longo do tempo de exposição. De facto, nas vigas com menor largura de GFRP as extensões máximas apresentaram um incremento de 22,5% e 20,1% para o primeiro e segundo estágio de envelhecimento, respectivamente. Nas restantes vigas verificou-se uma diminuição destas extensões atingindo, às 10000 horas de envelhecimento, uma redução na viga V-GD-80-07 de 20,0%.

Em termos de tensões longitudinais no compósito de GFRP, estas sofreram, comparativamente às vigas homólogas de referência, uma redução maior no último estágio de envelhecimento. Nas vigas reforçadas com GFRP com 20mm de largura sofreram, em média, uma redução de 18,0% (equivalente, em média, a uma tensão longitudinal máxima de 188,23MPa). Na viga V-GD80-07 a redução foi de 27,0% correspondente a uma tensão longitudinal de 68,39MPa.

5.4.5.3. Tensões de aderência

As tensões de aderência foram também reduzidas com os estágios de envelhecimento imposto às vigas. As reduções maiores foram determinadas para o primeiro estágio de envelhecimento. Assim, na viga V-GD20-04 verificou-se uma redução relativamente à média das vigas homólogas de referência de 22,1% enquanto que nas outras vigas a redução foi de 28,1%. No último estágio de envelhecimento, a viga V-GD80-07 atingiu a tensão de aderência máxima de 1,86MPa ao que corresponde uma redução relativamente às vigas de referência de 17,2%. Nas restantes vigas, às 10000 horas de envelhecimento, a média calculada da tensão de aderência máxima foi de 5,64MPa e que traduz uma redução relativamente às vigas de referência de 8,9%.

Comparando o desenvolvimento das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem nas vigas de referência e nas vigas envelhecidas por ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ para o mesmo nível de carga de 20kN, verifica-se que as tensões de aderência máxima localizam-se essencialmente nas mesmas regiões de tensões de aderência máxima nas vigas de referência. Note-se que nas vigas sujeitas a ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$ já se tinha verificado esta mesma característica. Constata-se desta forma que, para o mesmo nível de carga, a distribuição das tensões de aderência nas vigas sujeitas a ambos os ciclos de temperatura estudados não é afectada.

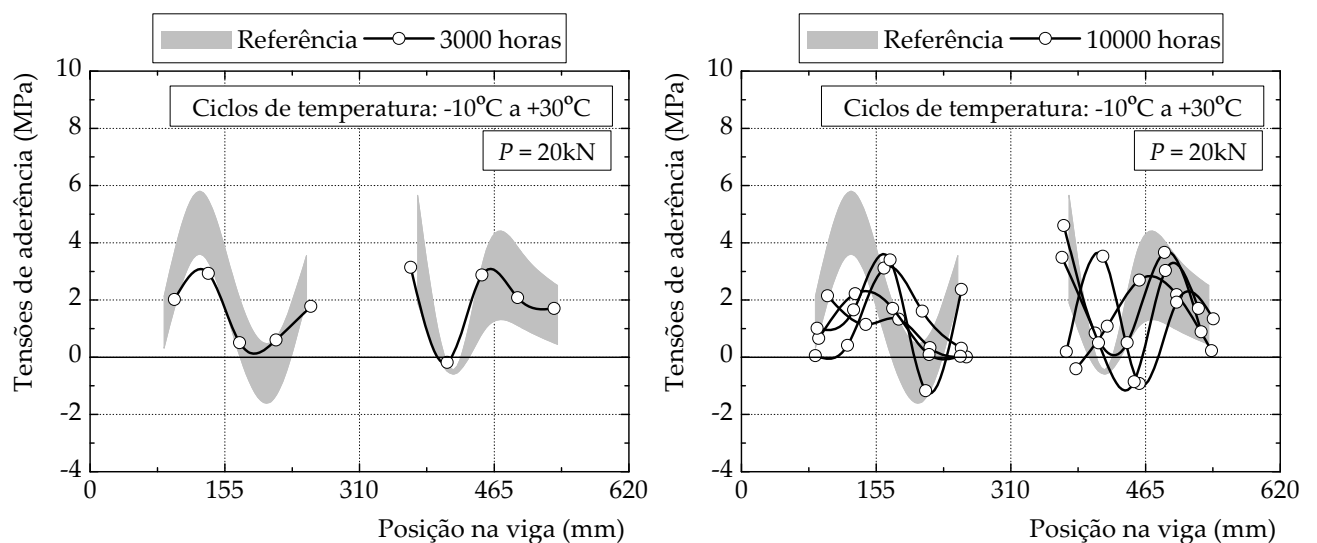


Figura 5.31: Evolução das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para $P=20\text{kN}$ nas vigas com 20mm de GFRP submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C a $+30^{\circ}\text{C}$.

5.4.5.4. Modos de ruptura

Os modos de ruptura verificados na ligação GFRP/betão às 0 horas e às 10000 horas de envelhecimento não foram significativamente alterados conforme se pode ver pela Figura 5.32 pelo que, o modo de ruptura da ligação GFRP/betão às 10000 horas de envelhecimento por ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ ficou mais associado a uma ruptura coesiva pelo betão.

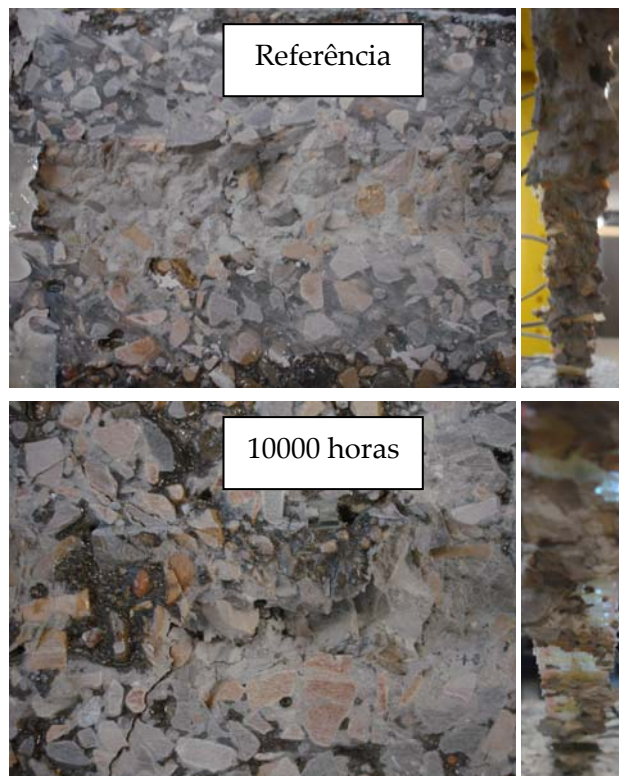


Figura 5.32: Superfícies de ruptura da ligação GFRP/betão nas vigas com 20mm de GFRP sem envelhecimento e após 10000 horas de ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C.

5.5. Análise e interpretação de resultados

5.5.1. Determinação das forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP

As forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP podem ser determinadas com base nas extensões máximas medidas no compósito ($\varepsilon_{f,\max}$) pela expressão:

$$F_{\max} = \varepsilon_{f,\max} \cdot t_f \cdot b_f \cdot E_f \quad (5.28)$$

Os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 5.6 e 5.7 para as vigas reforçadas exteriormente com GFRP com, respectivamente, 80mm e 20mm de largura. Comparativamente ao valor médio de referência, os resultados evidenciaram, de forma geral, uma redução significativa da força máxima transmitida ao GFRP. Em particular nas vigas submetidas aos ciclos de temperatura, as reduções verificadas estão entre 21,6% e 40,7% da média calculada para a força máxima transmitida ao GFRP nas vigas de referência com as exceções das vigas V-TV80-09 (0,4%), V-TV20-08 (36,6%), V-GD20-04 (0,4%) e V-GD20-08 (10,0%).

Nas Figura 5.33 e 5.34 apresentam-se as evoluções da força máxima nas vigas com 80mm e 20mm de GFRP, respectivamente, onde a linha a cheio representa a média das forças máximas calculadas para cada um dos estágios de envelhecimento estudados.

Nestas figuras notam-se as reduções significativas nas forças máximas com especial ênfase nas vigas reforçadas com 20mm de GFRP (Figura 5.34).

Tabela 5.6: Força máxima transmitida à ligação GFRP/betão nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 80mm de largura.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)	
V-REF80-01	0	24,1	Desvios
V-REF80-02	0	14,0	
Média	0	19,0	-
V-NS80-01	3000	17,7	-7,0%
V-NS80-02	3000	17,6	-7,5%
V-NS80-03	3000	17,3	-9,1%
V-NS80-07	10000	23,6	24,2%
V-NS80-09	10000	18,3	-3,7%
V-MAR80-01	3000	12,8	-32,9%
V-MAR80-02	3000	17,7	-6,8%
V-MAR80-03	3000	15,5	-18,3%
V-MAR80-07	10000	17,4	-8,8%
V-TV80-01	3000	12,5	-34,6%
V-TV80-02	3000	11,3	-40,7%
V-TV80-03	3000	12,4	-35,0%
V-TV80-07	10000	14,9	-21,6%
V-TV80-09	10000	19,1	0,4%
V-GD80-01	3000	14,7	-24,0%
V-GD80-02	3000	12,5	-34,4%
V-GD80-03	3000	14,4	-24,3%
V-GD80-07	10000	13,9	-27,0%

Comparando os resultados com as expressões propostas na literatura (Tabela 5.8) pode constatar-se que o recurso a estas propostas calculam-se forças máximas bastante inferiores à média das forças máximas transmitidas ao GFRP nas vigas de referência. Em particular nas vigas de referência com 20mm de GFRP, a menor diferença situa-se nos 116,7% (comparação com o valor obtido a partir da expressão proposta por Seracino *et al.* [29]). No entanto, comparando com os resultados obtidos para as vigas com reforço exterior com 80mm de largura submetidas aos diferentes ciclos de envelhecimento, verifica-se que a força máxima calculada através da expressão proposta por Seracino *et al.* [29] limita inferiormente os resultados experimentais.

Tabela 5.7: Força máxima transmitida à ligação GFRP/betão nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)	
V-REF20-03	0	13,6	
V-REF20-04	0	13,2	Desvios
V-REF20-05	0	8,2	
Média	0	11,7	-
V-NS20-04	3000	11,9	2,1%
V-NS20-05	10000	9,8	-16,2%
V-NS20-06	10000	10,4	-10,8%
V-NS20-08	10000	9,7	-16,5%
V-MAR20-04	3000	10,0	-14,4%
V-MAR20-05	10000	10,2	-12,3%
V-MAR20-06	10000	10,0	-14,3%
V-MAR20-08	10000	8,4	-27,9%
V-MAR20-09	10000	6,7	-42,3%
V-TV20-04	3000	9,0	-22,8%
V-TV20-05	10000	6,6	-43,4%
V-TV20-06	10000	7,6	-34,8%
V-TV20-08	10000	7,4	-36,6%
V-GD20-04	3000	11,7	0,4%
V-GD20-05	10000	7,7	-33,9%
V-GD20-06	10000	7,8	-32,9%
V-GD20-08	10000	12,8	10,0%
V-GD20-09	10000	9,9	-15,1%

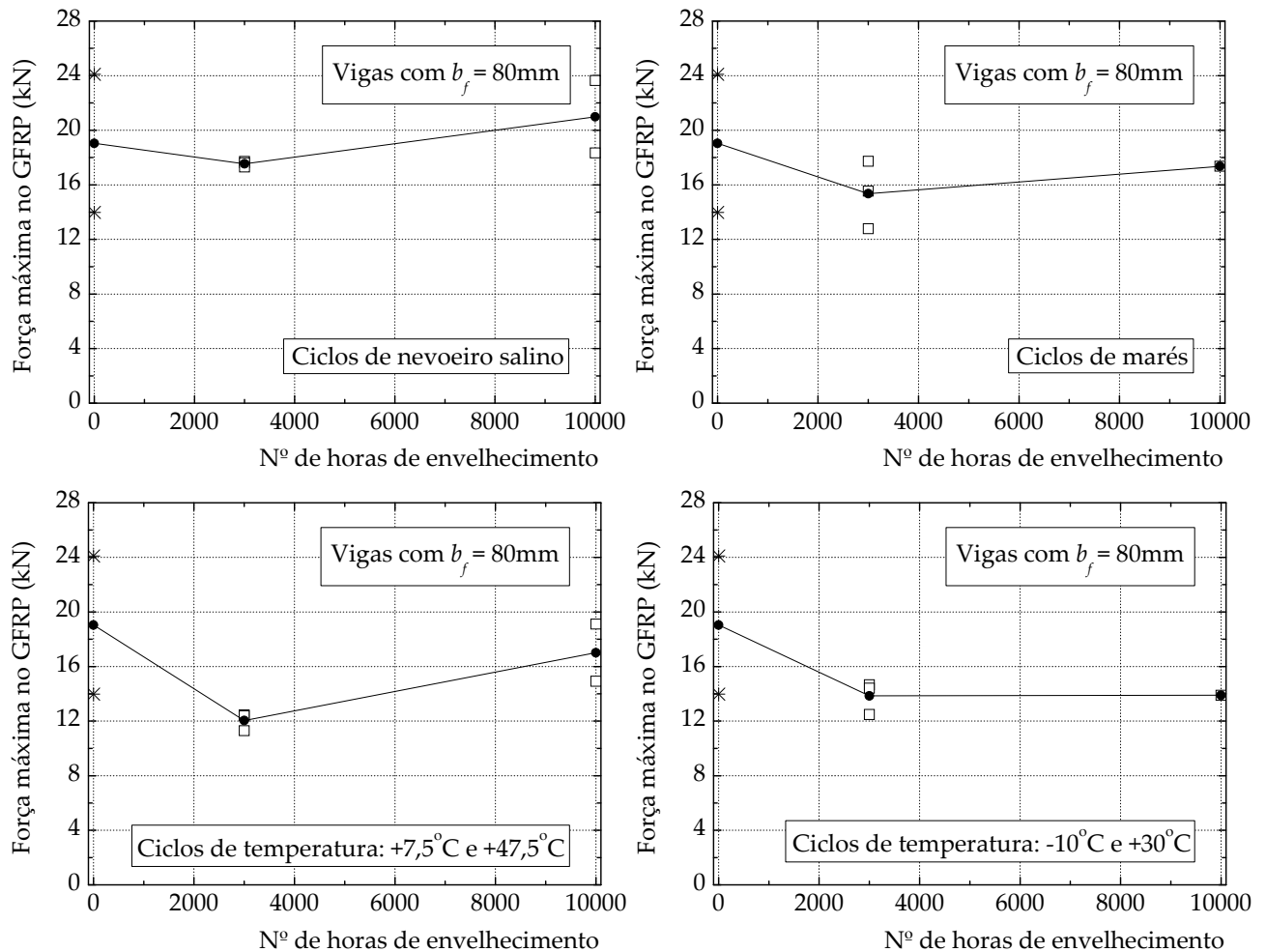


Figura 5.33: Evolução das forças máximas ancoradas ao GFRP nas vigas com reforço de GFRP de 80mm de largura.

Na Tabela 5.9 apresentam-se os valores das forças máximas transmitidas ao GFRP calculadas a partir de diversos códigos ou normas. Os resultados mostram que, à semelhança do que se havia verificado no Sub-Capítulo 4.7, as expressões do ACI440 [151] e do JCI [152] sobre-estimam em demasia os resultados obtidos nas vigas com reforço exterior com 80mm de largura. No entanto, nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura os resultados experimentais aproximam-se mais do documento japonês. O facto de se ter uma melhor aproximação à expressão proposta pelo documento japonês poderia indicar que a distribuição das tensões de aderência nos 80mm de largura do GFRP não é constante. Porém, o desenvolvimento de tensões normais de compressão na ligação pode justificar o aumento da força transmitida ao compósito de GFRP conforme, aliás, se verificou durante os ensaios de corte.

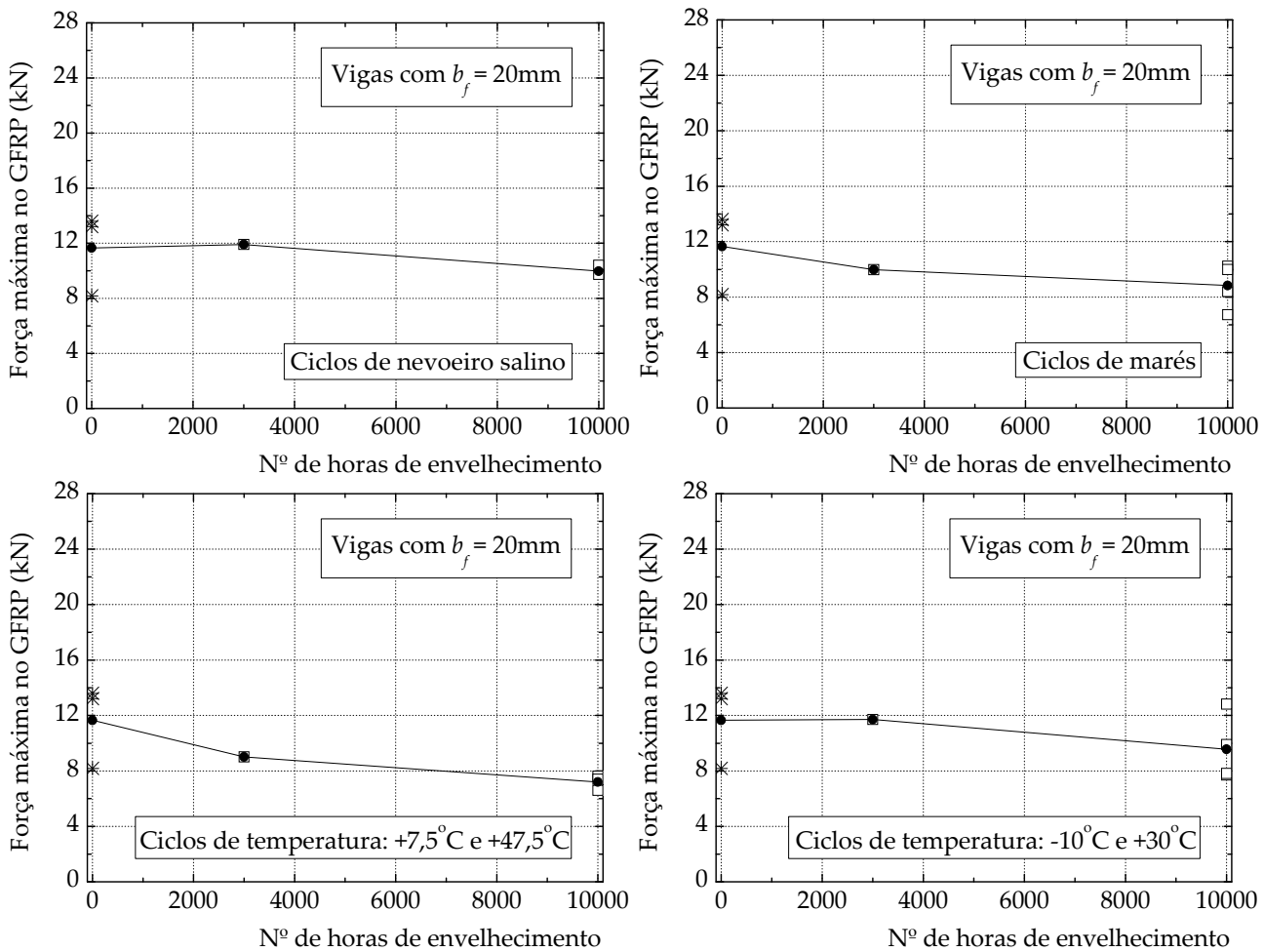


Figura 5.34: Evolução das forças máximas transmitidas ao GFRP nas vigas com reforço de GFRP de 20mm de largura.

Tabela 5.8: Valores das forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP calculadas com base nas expressões propostas por diversos autores.

Autores	Expressão	F_{\max} (kN) ($b_f = 80\text{mm}$)	F_{\max} (kN) ($b_f = 20\text{mm}$)
Seracino <i>et al.</i> [29]	$0,782 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_f}{b_f} \cdot f_{cm} \cdot \sqrt{L_{per} \cdot E_f \cdot A_f}}$	11,7	5,4
Chen e Teng <i>et al.</i> [105]	$0,4 \cdot \frac{\sqrt{2 - \frac{b_f}{b}}}{\sqrt{1 + \frac{b_f}{b}}} \cdot \beta_L \cdot b_f \cdot f_{cm}^{0,25} \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f}$	15,5	4,4
Matthys [107]	$0,572 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{n \cdot E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	15,9	4,0
Neubauer e Rostásy [115]	$0,64 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	17,8	4,4

Tabela 5.9: Valores das forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP calculadas com base nas expressões propostas por diversos códigos ou normas.

Norma	Ano	País/Região	Expressão	F_{\max} (kN) ($b_f = 80\text{mm}$)	F_{\max} (kN) ($b_f = 20\text{mm}$)
CIDAR [28]	2006	Austrália	$0,4 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot \sqrt{f_{cm}}}$	17,5	5,3
FIB, Boletim 14 [116]	2001	Europa	$0,9 \cdot C_1 \cdot \beta_f \cdot K_c \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	16,0	4,8
ACI 440 [151]	2002	EUA	$A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe}$	87,9	22,0
JCI [152]	2003	Japão	$\tau_{\max} \cdot b_f \cdot L_t$	54,9	13,7
CS TR55 [153]	2004	Reino Unido	$0,5 \cdot \beta_f \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	13,9	4,2
CNR-DT 200/04 [154]	2005	Itália	$\frac{1}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot G_F}$	7,2	2,0
EC8, Parte 3 [155]	2005	Europa	$\frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot b_f \cdot \sqrt{0,6 \cdot E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm} \cdot k_b}$	15,5	4,23
Model Code [156]	2010	Europa	$\frac{k}{\gamma_{f,b}} \cdot b_f \cdot t_f \cdot \beta_f \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f}{t_f} \cdot \sqrt{f_{ctm} \cdot f_{cm}}}$	5,0	1,6

5.5.2. Tensões de aderência médias e máximas

O cálculo das tensões de aderência média é feito a partir da expressão:

$$\tau_{med} = \frac{F_{\max}}{L_b \cdot b_f} \quad (5.29)$$

admitindo-se uma distribuição uniforme de tensões em toda a superfície de colagem e em que $L_b = 250\text{mm}$.

Conforme se expôs anteriormente no Sub-Capítulo 4.2, as tensões de aderência médias e as máximas podem ser relacionadas pelo parâmetro $\beta = \tau_{\max} / \tau_{med}$. Dos ensaios das vigas de referência, verifica-se que β varia entre 2,30 e 2,50. Estes valores são cerca do dobro dos encontrados nos ensaios de corte (Tabela 4.2) uma vez que a relação entre o comprimento de colagem e o comprimento de transferência é também maior nas vigas de secção rectangular, facto, aliás, que está em concordância com as expressões (4.10) e (4.11). A evolução do parâmetro β com o número de horas de envelhecimento está representada graficamente na Figura 5.35 no caso das vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura e na Figura 5.36 no caso das restantes vigas. De acordo com estas figuras, a evolução de β aumenta, na generalidade, com o número de horas de envelhecimento.

Nas Figuras 5.37 e 5.38 representam-se as evoluções das tensões de aderência máximas determinadas para as vigas com 80mm e 20mm de largura, respectivamente. Das evoluções apresentadas das tensões de aderência máximas e das forças máximas transmitidas ao GFRP (vejam-se também as Figuras 5.33 e 5.34) em função do número de horas de envelhecimento, percebe-se que a diminuição das forças máximas transmitidas ao GFRP deverá desempenhar um papel fundamental no aumento do

parâmetro β referido atrás, uma vez que quer as tensões de aderência máximas quer as forças máximas transmitidas ao GFRP diminuem com o número de horas de envelhecimento conforme se pode verificar pelas Figuras 5.33 e 5.34, 5.37 e 5.38.

Todos os resultados encontram-se indicados em 5.10 no caso das vigas com reforço exterior de 80mm de largura e na Tabela 5.11 estão os resultados obtidos para as vigas com reforço exterior de 20mm de largura.

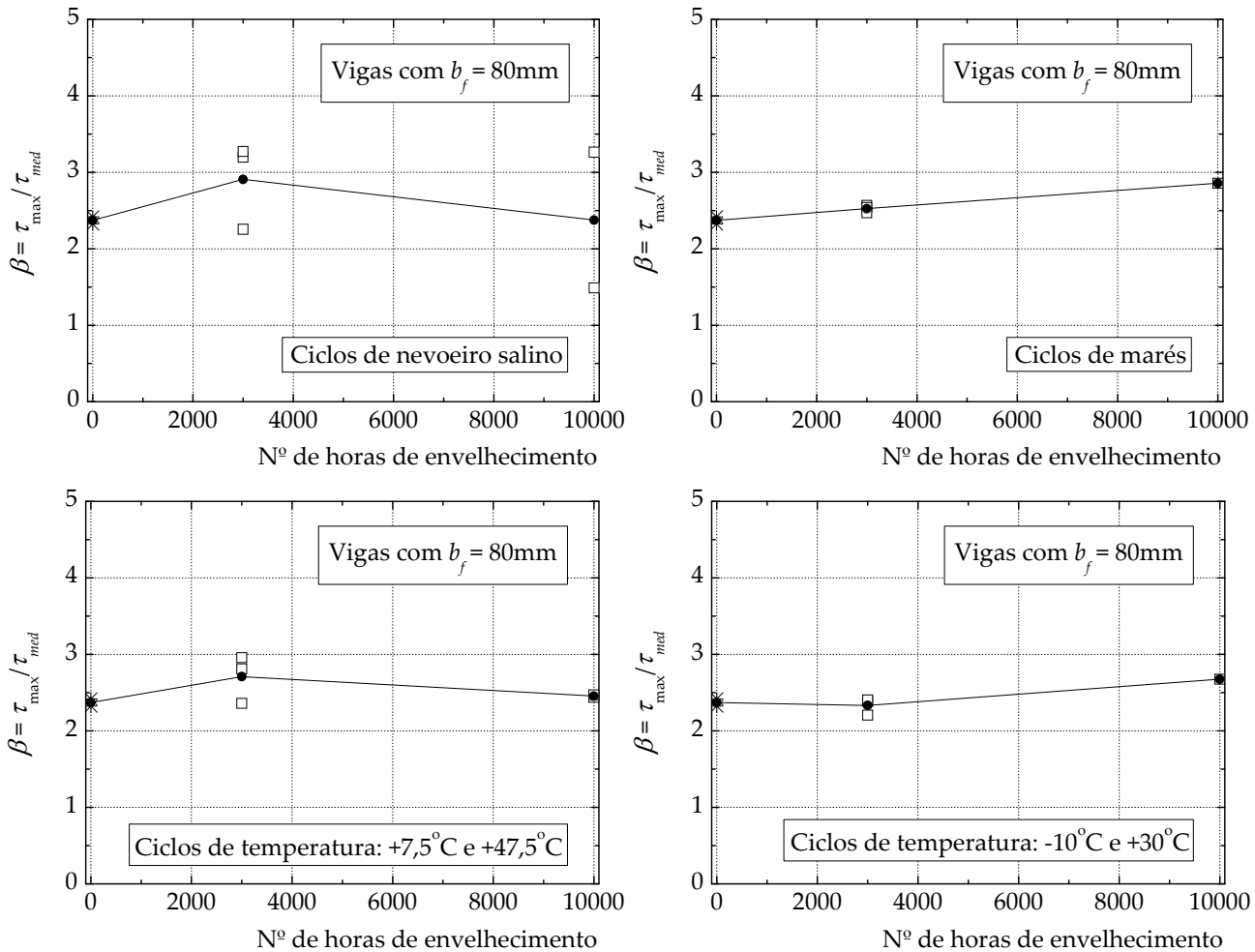


Figura 5.35: Evolução da relação $\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$ nas vigas com reforço exterior de 80mm de largura.

Comparativamente aos ensaios de corte descritos no capítulo anterior, as tensões de aderência máximas determinadas com base nos ensaios de flexão são maiores do que as tensões de aderência máximas estimadas através dos ensaios de corte. Esta evidência foi também verificada no trabalho de Aiello e Leone [88]. Para estas autoras, as tensões de aderência médias da ligação calculadas em vigas de betão armado reforçadas exteriormente com GFRP foram 32% superiores às tensões de aderência médias calculadas em provetes de corte simples. Para Mazzotti *et al.* [184] este aumento das tensões de aderência verificado nos ensaios de aderência com recursos a vigas de betão armado deve-se essencialmente à flexão da viga que origina tensões perpendiculares à superfície de colagem de compressão. Estas tensões de compressão podem assim, de acordo com Mazzotti *et al.* [184], aumentar significativamente as tensões de aderência. De facto, esta explicação está em perfeita concordância com os ensaios de corte sob

tensão de compressão lateral descritos no Capítulo 4 os quais revelaram um aumento significativo das tensões de aderência na ruptura quando comparados com os ensaios de corte sem compressão lateral.

Uma análise das tensões de aderência máxima nas vigas deve ser feita na região não fendilhada da viga de forma a eliminar interferências da fendilhação do betão no desempenho da interface. As tensões de aderência máximas são assim menores nas regiões não fendilhadas e foram consideradas na comparação com as relações ilustradas na Figura 5.39. As relações obtidas entre as tensões de aderência máxima e média ($\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$) e os comprimentos de colagem e de transferência (L_b/L_t) para as vigas de referência aproximam-se dos resultados teóricos obtidos de acordo com as expressões (4.10) e (4.11) para $\kappa = 1,176$ (veja-se a Tabela 5.11). Pode ver-se ainda na Figura 5.39 que apenas a viga V-REF20-05 apresenta um resultado muito diferente daquele que se obteria com as expressões (4.10) ou (4.11) e que se explica pela baixa força transmitida ao GFRP observada no ensaio.

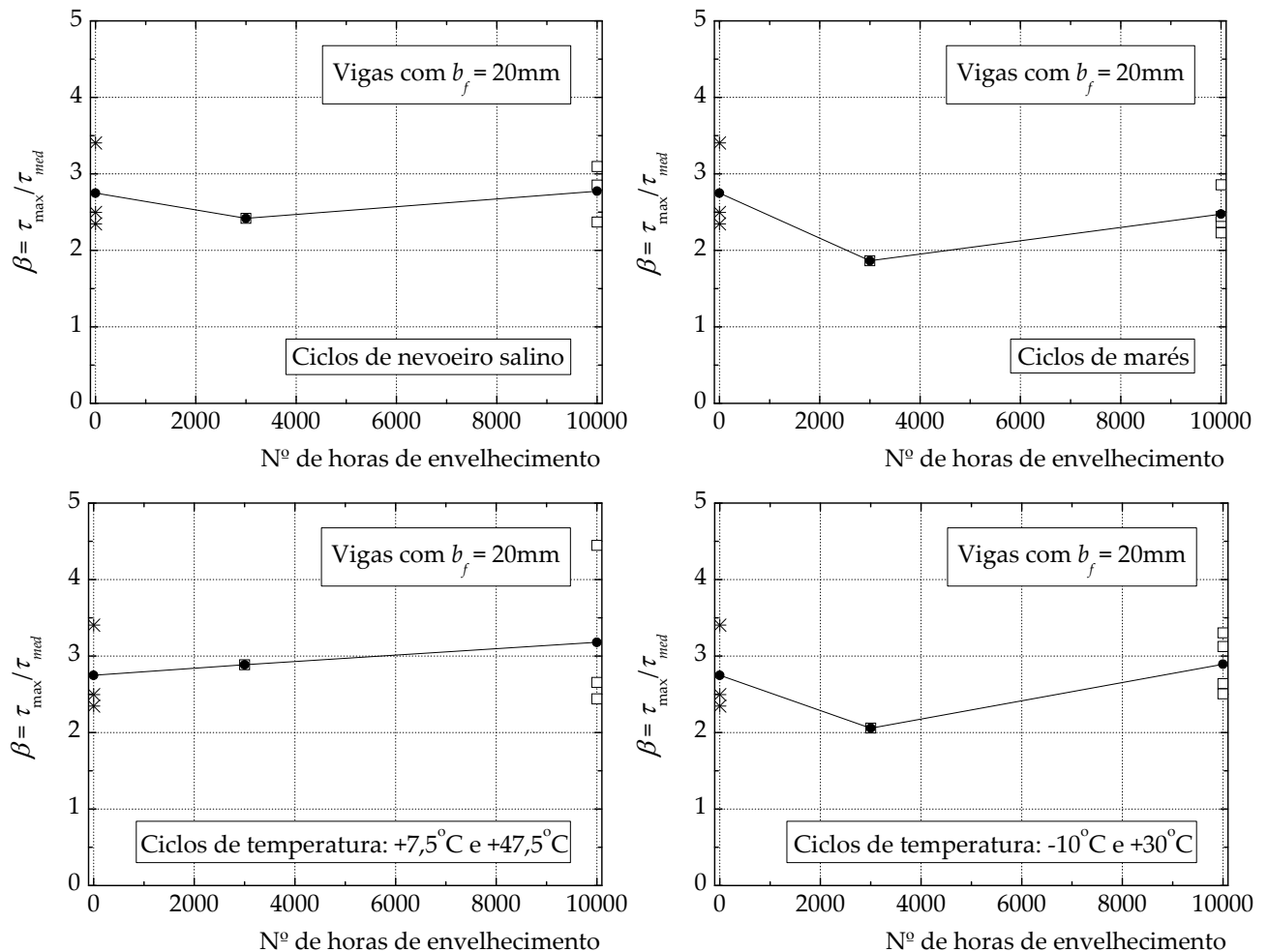


Figura 5.36: Evolução da relação $\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$ nas vigas com reforço exterior de 20mm de largura.

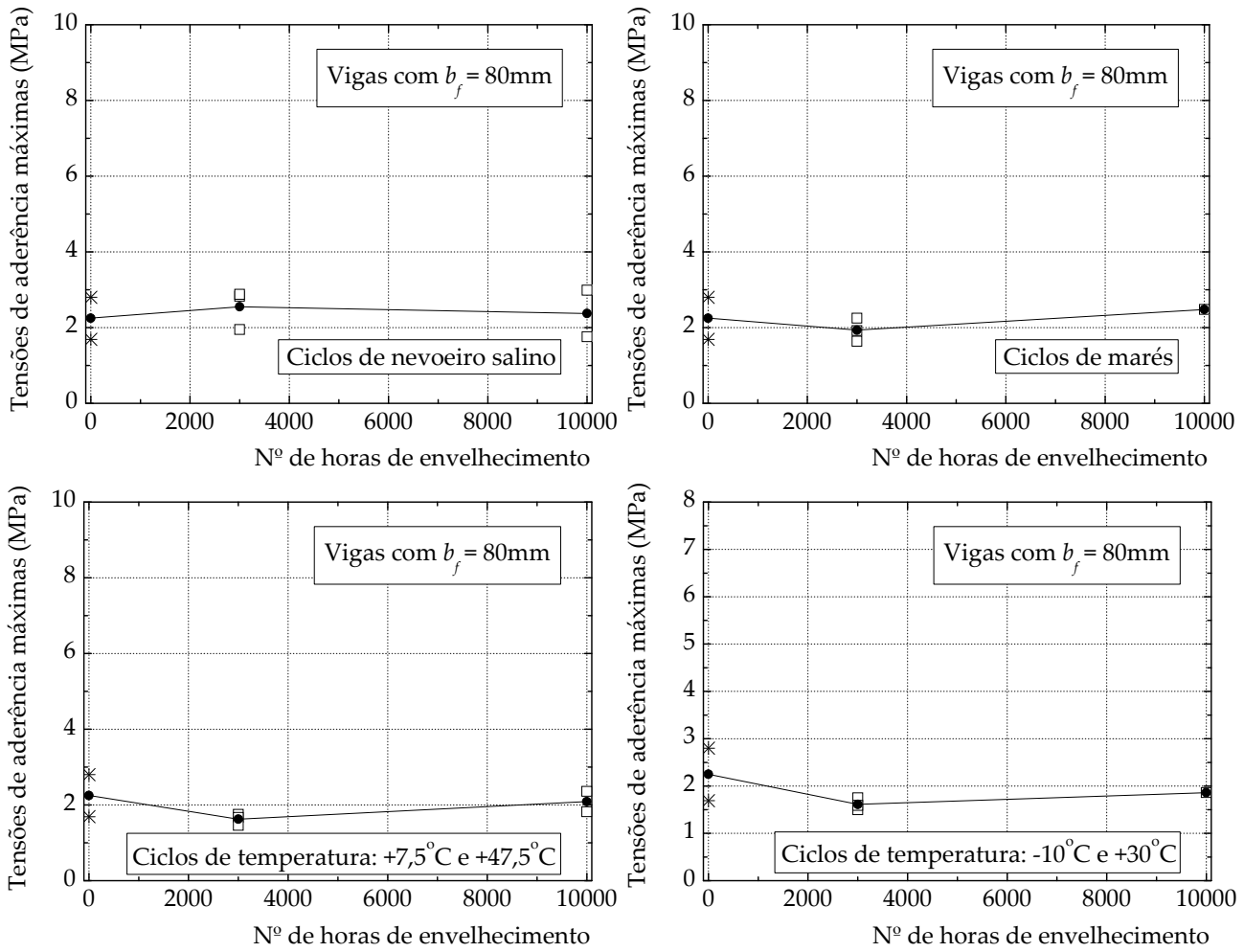


Figura 5.37: Evolução das tensões de aderência máximas nas vigas com reforço exterior de 80mm de largura.

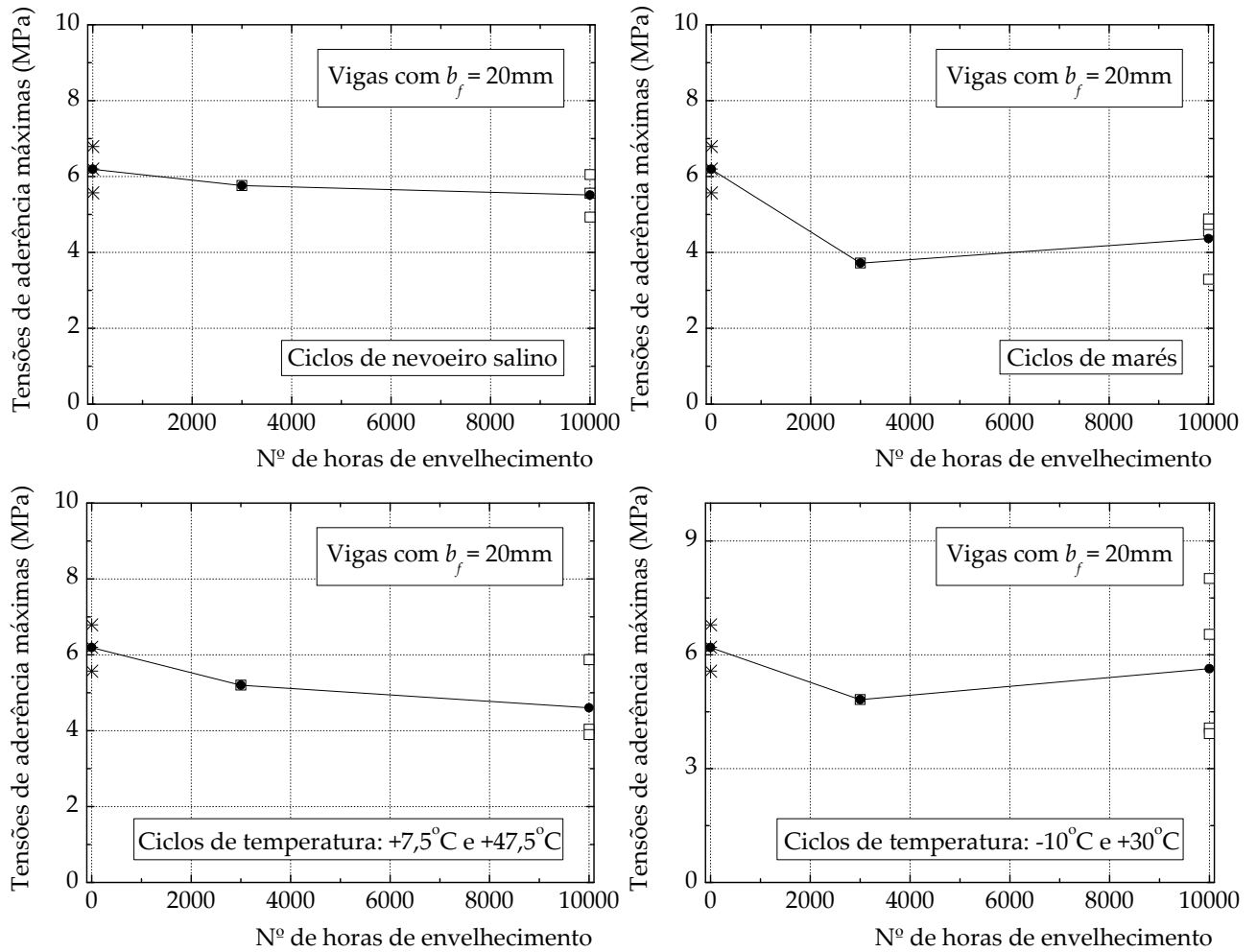


Figura 5.38: Evolução das tensões de aderência máximas nas vigas com reforço exterior de 20mm de largura.

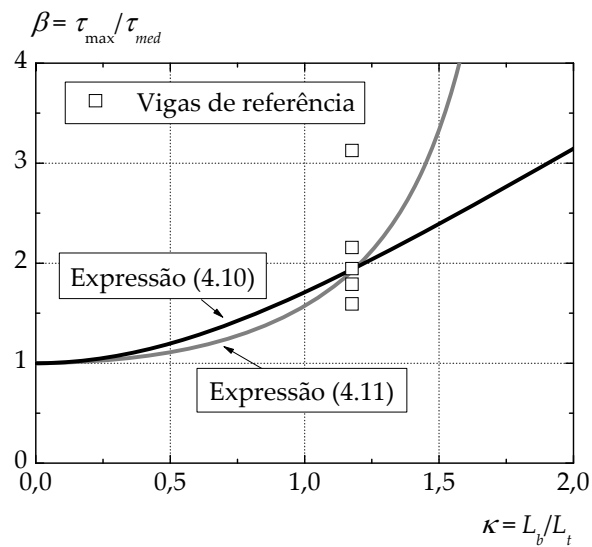


Figura 5.39: Relação entre o quociente das tensões de aderência máxima e média ($\tau_{\max}/\tau_{\text{med}}$) e o quociente dos comprimentos de colagem e de transferência (L_b/L_t) para as vigas de referência.

Tabela 5.10: Tensões médias e máximas nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 80mm de largura.

Provete	Nº de horas de env.mento	$\kappa = L_b/L_t$	$\beta = \tau_{\max}/\tau_{med}$	τ_{med} (MPa)		τ_{\max} (MPa)	
V-REF80-01	0	1,176	2,324	1,21	Desvios	2,80	Desvios
V-REF80-02	0	1,176	2,418	0,70		1,69	
Média	0	1,176	2,371	0,95	-	2,25	-
V-NS80-01	3000	1,185	3,196	0,89	-7,0%	2,83	26,1%
V-NS80-02	3000	1,185	3,271	0,88	-7,5%	2,88	28,3%
V-NS80-03	3000	1,185	2,254	0,87	-9,1%	1,95	-13,1%
V-NS80-07	10000	1,258	1,489	1,18	24,2%	1,76	-21,6%
V-NS80-09	10000	1,258	3,262	0,92	-3,7%	2,99	33,2%
V-MAR80-01	3000	1,281	2,567	0,64	-32,9%	1,64	-27,0%
V-MAR80-02	3000	1,281	2,538	0,89	-6,9%	2,25	0,2%
V-MAR80-03	3000	1,281	2,471	0,78	-18,4%	1,92	-14,5%
V-MAR80-07	10000	1,285	2,857	0,87	-8,8%	2,48	10,5%
V-TV80-01	3000	1,299	2,811	0,62	-34,6%	1,75	-22,1%
V-TV80-02	3000	1,299	2,956	0,57	-40,7%	1,67	-25,6%
V-TV80-03	3000	1,299	2,359	0,62	-35,0%	1,46	-35,0%
V-TV80-07	10000	1,228	2,440	0,75	-21,6%	1,82	-18,9%
V-TV80-09	10000	1,228	2,470	0,96	3,7%	2,36	5,1%
V-GD80-01	3000	1,282	2,386	0,73	-23,0%	1,75	-22,1%
V-GD80-02	3000	1,282	2,404	0,62	-34,5%	1,50	-33,2%
V-GD80-03	3000	1,282	2,207	0,72	-24,3%	1,59	-29,2%
V-GD80-07	10000	1,234	2,676	0,70	-27,0%	1,86	-17,2%

Tabela 5.11: Tensões médias e máximas nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura.

Provete	Nº de horas de env.mento	$\kappa = L_b/L_t$	$\beta = \tau_{\max}/\tau_{med}$	τ_{med} (MPa)		τ_{\max} (MPa)	
V-REF20-03	0	1,176	2,496	2,72		6,79	
V-REF20-04	0	1,176	2,347	2,64	Desvios	6,20	Desvios
V-REF20-05	0	1,176	3,405	1,64		5,57	
Média	0	1,176	2,749	2,33	-	6,19	-
V-NS20-04	3000	1,185	2,418	2,38	2,1%	5,76	-42,7%
V-NS20-05	10000	1,258	3,096	1,95	-16,2%	6,05	-2,2%
V-NS20-06	10000	1,258	2,370	2,08	-10,8%	4,93	-20,3%
V-NS20-08	10000	1,258	2,854	1,95	-16,5%	5,56	-10,1%
V-MAR20-04	3000	1,281	1,864	2,00	-14,4%	3,72	-39,9%
V-MAR20-05	10000	1,285	2,229	2,05	-12,3%	4,56	-26,3%
V-MAR20-06	10000	1,285	2,367	2,00	-14,4%	4,73	-23,6%
V-MAR20-08	10000	1,285	2,857	1,68	-28,0%	4,88	-21,1%
V-MAR20-09	10000	1,285	2,444	1,35	-42,3%	3,29	-46,8%
V-TV20-04	3000	1,299	2,886	1,80	-22,8%	5,20	-16,0%
V-TV20-05	10000	1,228	4,447	1,32	-43,4%	5,87	-5,1%
V-TV20-06	10000	1,228	2,654	1,52	-34,8%	4,04	-34,7%
V-TV20-08	10000	1,228	2,440	1,48	-36,6%	3,90	-37,0%
V-GD20-04	3000	1,282	2,058	2,34	0,4%	4,82	-22,1%
V-GD20-05	10000	1,234	2,639	1,54	-33,9%	4,07	-34,2%
V-GD20-06	10000	1,234	2,506	1,56	-33,0%	3,92	-36,6%
V-GD20-08	10000	1,234	3,124	2,56	9,9%	8,01	29,5%
V-GD20-09	10000	1,234	3,303	1,98	-15,1%	6,54	5,7%

5.5.3. Determinação das leis de *bond-slip*

A determinação das tensões de aderência desenvolvidas na ligação FRP/betão são fundamentais para a obtenção das leis de *bond-slip*. Conforme se referiu no Sub-Capítulo 5.2, estas tensões podem ser obtidas através da expressão (5.3). As aproximações consideradas para as leis *bond-slip* podem tomar diferentes formas conforme apresentado anteriormente na Figura 2.21 e a sua definição passa pela caracterização experimental obtida a partir de ensaios de aderência. A definição das leis de *bond-slip* fica completa quando se obtêm os deslizamentos relativos observados entre os elementos colados. Os deslizamentos podem ser calculados, assumindo que as extensões do betão são muito pequenas quando comparadas com as extensões no FRP, através da equação:

$$s = \int_0^{L_b} \varepsilon_f dx \quad (5.30)$$

onde ε_f corresponde às extensões no compósito de FRP lidas a partir dos extensómetros colados ao compósito. A obtenção do deslizamento relativo entre o betão e o FRP pode ser aproximada através da regra dos trapézios para n extensómetros equidistantes.

Utilizando as expressões (5.3) e (5.23) podem-se determinar experimentalmente as relações entre a tensão de aderência e o deslizamento em diferentes regiões de colagem do compósito de FRP. O recurso a vigas submetidas à flexão permite obter, em cada ensaio, relações entre as tensões de aderência e os deslizamentos (τ - s) provenientes das leituras realizadas das partes esquerda e direita da viga. Algumas diferenças nas relações entre as tensões de aderência e os deslizamentos (τ - s) foram identificadas para diferentes pontos do compósito de GFRP e podem ser também encontradas na literatura [30, 66, 186, 187]. Esta variação pode estar na origem das várias propostas encontradas na literatura para as relações τ - s . A distribuição dos inertes do betão junto à ligação, o tipo de tratamento da superfície de colagem, irregularidades das superfícies, entre outros, são alguns dos factores que podem condicionar o resultado final, o que leva alguns autores a adoptar simplesmente uma relação τ - s do tipo bi-linear [18] até porque, a solução numérica do problema torna-se mais simples, conforme se viu no Capítulo 2.

Nos dois sub-capítulos seguintes faz-se uma descrição detalhada das propostas de Ueda e Dai [30] e de Barbara Ferracuti [63] para a aproximação das leis de *bond-slip*.

5.5.3.1. Método proposto por Ueda e Dai (2004) [30]

A proposta das leis de *bond-slip* em compósitos de FRP apresentada no trabalho de Ueda e Dai (2004) [30] segue a metodologia correntemente utilizada em peças de betão armado para a determinação das relações entre a tensão de aderência (τ) e o deslizamento (s) em varões de aço. No caso dos compósitos de FRP, implica que ao longo da largura do FRP (b_f) todas as características da ligação se mantenham uniformes. Outra hipótese dos autores é a de que o deslizamento no fim do reforço (extremidade do FRP que não se encontra aplicada qualquer força F) é nulo o que pode ser conseguido se se usar um comprimento de colagem suficiente longo. Nestas circunstâncias, Ueda e Dai [30] assumem que existe apenas uma única lei *bond-slip* e uma única relação entre a extensão no FRP e o deslizamento (ou *slip*). Uma relação extensão-deslizamento (ε - s) pode ser expressa por:

$$\varepsilon = f(s) \quad (5.31)$$

derivando em ordem a x :

$$\frac{d\varepsilon}{dx} = \frac{df(s)}{ds} \cdot \frac{ds}{dx} = \frac{df(s)}{ds} \cdot \varepsilon = \frac{df(s)}{ds} \cdot f(s) \quad (5.32)$$

Assim sendo, no caso da ligação entre um compósito de FRP e o betão, a tensão de aderência pode ser expressa por:

$$\tau = E_f \cdot t_f \cdot \frac{d\varepsilon}{dx} = E_f \cdot t_f \cdot \frac{df(s)}{ds} \cdot f(s) \quad (5.33)$$

Pode-se constatar, das expressões (5.31) a (5.33), que a relação *bond-slip* (τ - s) pode ser determinada se a relação entre a extensão e o deslizamento (ε - s) estiver definida. Durante os ensaios experimentais para forças impostas ao GFRP podem ser medidas as deformações e os deslizamentos posteriormente calculados pela expressão (5.30). Como resultado, a função $f(s)$ e a relação τ - s podem ser obtidas a partir dos ensaios experimentais.

De acordo com Ueda e Dai [30] a relação extensão-deslizamento obtida no decorrer dos ensaios experimentais que os autores realizaram pode ser aproximada por uma função do tipo exponencial:

$$\varepsilon = f(s) = A \cdot (1 - e^{-B \cdot s}) \quad (5.34)$$

onde A é a extensão máxima obtida no FRP e B um parâmetro obtido experimentalmente e ajustável à curva do gráfico da relação extensão-deslizamento.

Introduzindo a expressão (5.34) em (5.33), a relação *bond-slip* é estabelecida de acordo com:

$$\tau = E_f \cdot t_f \cdot A^2 \cdot B \cdot e^{(-B \cdot s)} \cdot (1 - e^{-B \cdot s}) \quad (5.35)$$

A energia de fractura do Modo II pode ser definida através da expressão:

$$G_F^{II} = \int_0^{s_{\max}} \tau \cdot ds \quad (5.36)$$

A qual conduz a:

$$G_F^{II} = \frac{1}{2} \cdot A^2 \cdot E_f \cdot t_f \quad (5.37)$$

e conseqüentemente:

$$A = \sqrt{\frac{2G_F^{II}}{E_f \cdot t_f}} \quad (5.38)$$

A partir da expressão (5.34) pode-se obter o valor máximo da extensão quando $s \rightarrow \infty$:

$$\varepsilon_{\max} = A = \sqrt{\frac{2G_F^{II}}{E_f \cdot t_f}} \quad (5.39)$$

No caso de peças de betão armado reforçadas com compósitos de FRP, o valor da força máxima teórica suportada pela ligação é:

$$F_{\max} = b_f \cdot E_f \cdot t_f \cdot \varepsilon_{\max} = b_f \cdot E_f \cdot t_f \cdot \lim_{s \rightarrow \infty} A \cdot (1 - e^{-B \cdot s}) = b_f \cdot E_f \cdot t_f \cdot A \quad (5.40)$$

Com a introdução de A na expressão (5.40) resulta:

$$F_{\max} = b_f \cdot E_f \cdot t_f \cdot A = b_f \cdot \sqrt{2E_f \cdot t_f \cdot G_F^{\text{II}}} \quad (5.41)$$

que não é mais do que a expressão anteriormente deduzida no Sub-Capítulo 2.5.2.5.

A tensão de aderência pode ser expressa em função da energia de fractura, a partir das expressões (5.35) e (5.37) conduzindo a:

$$\tau = 2 \cdot B \cdot G_F^{\text{II}} \cdot (e^{-B \cdot s} - e^{-2B \cdot s}) \quad (5.42)$$

O deslizamento correspondente à tensão de aderência máxima (s_{\max}) atingida quando $d\tau/ds=0$ é dado por:

$$s_{\max} = \frac{\ln 2}{B} = \frac{0,693}{B} \quad (5.43)$$

Substituindo a expressão (5.43) na expressão (5.42) a tensão de aderência máxima vem finalmente dada por:

$$\tau_{\max} = 0,5 \cdot B \cdot G_F^{\text{II}} \quad (5.44)$$

5.5.3.2. Método seguido por Ferracuti (2006) [63]

Ferracuti [63] adoptou uma lei de *bond-slip* tendo por base numa aproximação proposta por Popovics [106] (ver expressão (2.30) ou a representação gráfica na Figura B.2). O ajuste da aproximação de Popovics aos resultados experimentais obtidos por Ferracuti foi feita recorrendo à minimização dos mínimos quadrados dos erros dos valores teóricos propostos para as leis de *bond-slip* tendo como restrição a expressão (5.41) no processo de minimização, isto é:

$$\min_{\tau_{\max}, s_{\max}, n_P} \sum_{i=1}^N (\tau_i(\tau_{\max}, s_{\max}, n_P) - \tau_{\text{exp},i})^2 \quad (5.45)$$

onde n_P é uma constante, i corresponde ao intervalo entre extensómetros consecutivos até N intervalos e com a restrição:

$$G_F^{\text{II}} = \frac{F_{\max}^2}{2b_f^2 \cdot E_f \cdot t_f} \quad (5.46)$$

obtida da expressão (5.41).

De acordo com Ferracuti [63], a energia de fractura pode ser obtida a partir da expressão:

$$G_F^II = g_F(n_P) \cdot \tau_{\max} \cdot s_{\max} \quad (5.47)$$

sendo a função $g_F(n_P)$ dada por:

$$g_F(n_P) = \pi \left(\frac{1}{n_P - 1} \right)^{1 - \frac{2}{n_P}} \cdot \frac{1}{\sin\left(\frac{2\pi}{n_P}\right)} \quad (5.48)$$

A função g_F está definida na Figura 5.40 como função da constante n_P . Da Figura 5.40 pode verificar-se que quando $n_P \rightarrow \infty$ se obtém $g_F \rightarrow 0,5$ e que $n_P > 2$ pois, caso contrário, a energia de fractura não toma um valor positivo nem um valor finito. Esta condição confirma a aproximação proposta por Popovics [106] na qual n_P toma um valor sempre superior a 2.

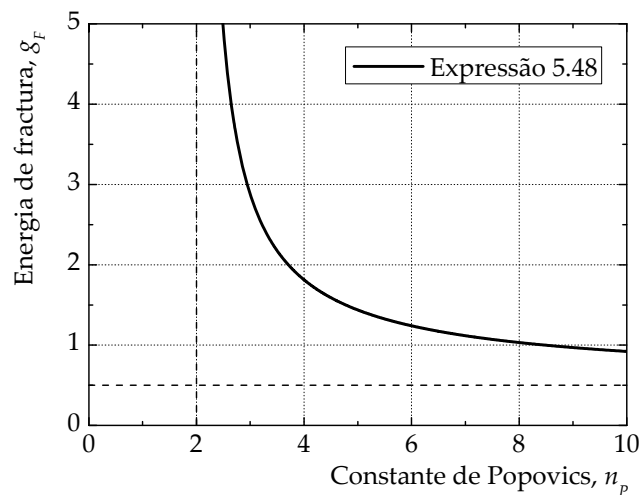


Figura 5.40: Representação da função g_F . Adaptado de [63].

Ao estabelecer a igualdade entre a expressão (5.46) e a expressão (5.47) chega-se à seguinte igualdade:

$$g_F(n_P) \cdot \tau_{\max} \cdot s_{\max} = \frac{F_{\max}^2}{2b_f^2 \cdot E_f \cdot t_f} \quad (5.49)$$

que permite obter o deslizamento correspondente à tensão de aderência máxima (s_{\max}) como função da tensão de aderência máxima (τ_{\max}) e de n_P reduzindo assim para dois o número de parâmetros a definir no procedimento de minimização dos erros estabelecido pela expressão (5.45).

5.5.3.3. Resultados experimentais

A análise e a determinação das leis de *bond-slip* propostas tem por base os resultados dos ensaios apenas das vigas de betão armado reforçadas com 20mm de GFRP uma vez que, como se referiu anteriormente, foi nestas vigas que se mobilizou preferencialmente o Modo II de fractura. As leis de *bond-slip* apresentadas tiveram por base o método proposto por Ueda e Dai [30].

Na Figura 5.41 encontram-se representadas as curvas experimentais extensão-deslizamento obtidas nos ensaios de referência. Refira-se que os resultados foram obtidos excluindo as leituras dos extensómetros centrais da viga de maneira a obter leituras de regiões não fendilhadas conforme se faz referência no boletim 35 da fib [185]. Os valores dos parâmetros A e B definidos pela expressão (5.34) para as vigas de referência bem como para as restantes vigas envelhecidas estão na Tabela 5.12. No Apêndice H encontram-se as representações gráficas extensão-deslizamento das vigas submetidas aos diferentes ciclos de envelhecimento.

A partir das médias obtidas para os parâmetros A e B da expressão (5.34) de cada estágio de envelhecimento, foram obtidas as leis de *bond-slip* aproximadas com base na expressão (5.35). Estas leis estão representadas na Figura 5.42. A comparação com a lei *bond-slip* média de referência permite constatar que, em média, o deslizamento correspondente à tensão de aderência de pico tende a diminuir com as horas de exposição ambiental para todos os ciclos de envelhecimento com excepção dos ciclos de temperatura entre -10°C a $+30^{\circ}\text{C}$. De igual modo, a rigidez inicial (tangente entre a tensão de aderência máxima e o respectivo deslizamento) não sofreu alterações significativas com excepção da rigidez inicial dos ciclos de temperatura entre -10°C a $+30^{\circ}\text{C}$ e dos ciclos de nevoeiro salino.

Note-se também que as tensões de aderência máximas nos ciclos de nevoeiro salino aumentaram com o número de horas de envelhecimento. Relativamente aos ciclos de marés, o efeito da humidade nas tensões de aderência máximas com o número de horas de envelhecimento apresentou um desenvolvimento oposto aos ciclos de nevoeiro salino. Esta oposição, pode ser explicada pelo facto de, durante os períodos de secagem dos provetes em ambos os envelhecimentos, os ciclos de nevoeiro salino não terem proporcionado o desenvolvimento de cristais de sal na viga. Estes resultados podem evidenciar que as tensões de aderência máximas aumentam desde que se mantenha a ligação GFRP/betão constantemente molhada.

Relativamente à área por baixo das curvas *bond-slip* (energia de fractura, G_f) pode verificar-se que as variações são pouco significativas nos ciclos de marés. Porém, esta grandeza será mais detalhadamente abordada no sub-capítulo seguinte.

Tabela 5.12: Parâmetros *A* e *B* da expressão (5.35) de Ueda e Dai [30].

Provete	Nº de horas de env.mento	<i>A</i> (%)		<i>B</i> (mm ⁻¹)	
V-REF20-03	0	0,693		2,2	
V-REF20-04	0	0,598	Desvios	2,2	Desvios
V-REF20-05	0	0,642		3,5	
Média	0	0,644	-	2,6	-
V-NS20-04	3000	0,815	26,55%	2,3	-12,7%
V-NS20-05	10000	0,796	23,60%	3,0	13,9%
V-NS20-06	10000	0,888	38,13%	2,5	-5,1%
V-NS20-08	10000	0,927	43,94%	2,5	-5,1%
V-MAR20-04	3000	0,590	-8,39%	2,5	-5,1%
V-MAR20-05	10000	0,635	-1,40%	2,0	-24,1%
V-MAR20-06	10000	0,571	-11,34%	3,0	13,9%
V-MAR20-08	10000	0,487	-24,38%	3,0	13,9%
V-MAR20-09	10000	0,664	3,11%	4,0	51,9%
V-TV20-04	3000	0,790	22,67%	4,0	51,9%
V-TV20-05	10000	0,476	-26,09%	5,0	89,9%
V-TV20-06	10000	0,624	-31,10%	3,0	13,9%
V-TV20-08	10000	0,556	-13,66%	2,8	6,3%
V-GD20-04	3000	0,874	35,71%	1,6	-39,2%
V-GD20-05	10000	0,656	1,86%	2,5	-5,1%
V-GD20-06	10000	0,651	1,09%	2,8	6,3%
V-GD20-08	10000	0,637	-10,87%	2,2	-16,5%
V-GD20-09	10000	0,490	-23,91%	3,0	13,9%

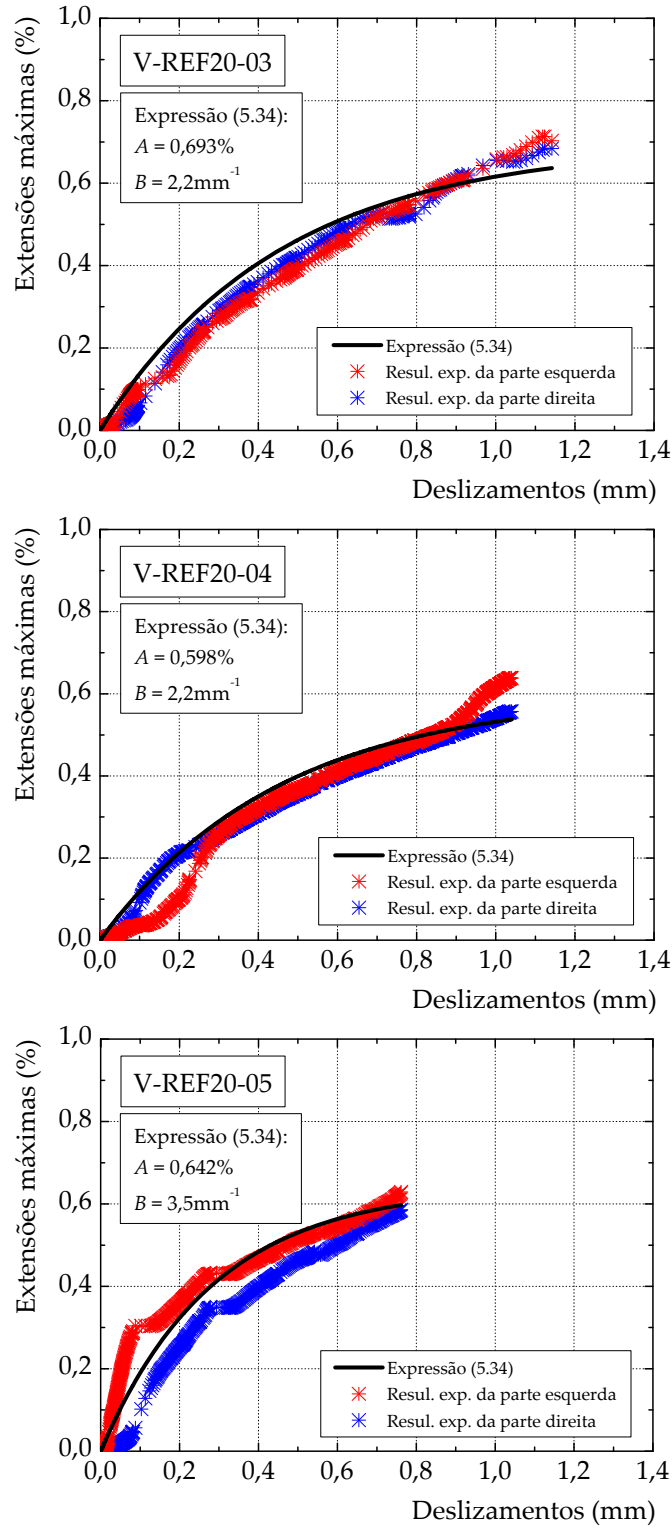


Figura 5.41: Curvas extensão-deslizamento obtidas para as vigas de referência pelo método proposto por Ueda e Dai [30].

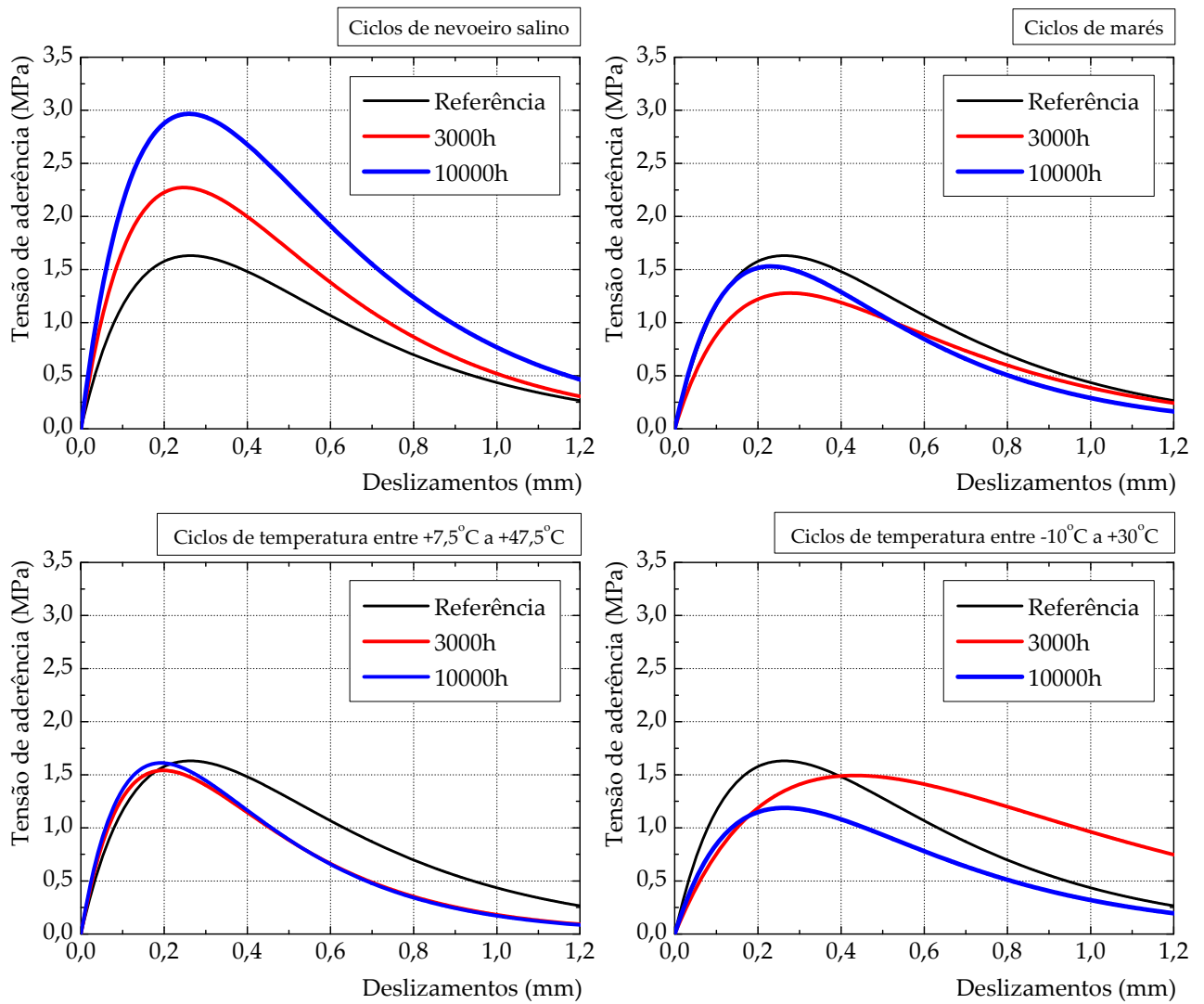


Figura 5.42: Evolução das leis *bond-slip* com o número de horas de envelhecimento.

5.5.4. Energia de fractura do Modo II

A determinação da energia de fractura pode ser feita, conforme já se referiu, a partir da determinação da área limitada pela curva de *bond-slip*. Desta forma, e recorrendo à metodologia proposta por Ueda e Dai [30], a energia de fractura foi calculada a partir da expressão (5.37). Por forma a comparar os resultados obtidos com a expressão de Ueda e Dai [30], apresenta-se na Tabela 5.13 a expressão:

$$G_F^{II} = -\tau_{\max} \cdot e^{-\left(\frac{s_{ultx}}{s_{\max}} - 1\right)} \cdot (s_{ult} + s_{\max}) + \tau_{\max} \cdot s_{\max} \cdot e \quad (5.50)$$

utilizada em [18] e a expressão:

$$G_F^{II} = \frac{\tau_{\max} \cdot s_{ult}}{2} \quad (5.51)$$

que resulta da área limitada por uma lei *bond-slip* do tipo bi-linear. Na Tabela 5.13 apresentam-se os valores da energia de fractura calculada a partir das expressões referidas adicionando-se ainda a expressão (5.46) utilizada por Ferracuti [63]. Aqui, apenas se realiza a análise das vigas reforçadas com 20mm de GFRP uma vez que só nestas vigas se mobiliza essencialmente o Modo II de fractura.

Tabela 5.13: Energia de fractura do Modo II calculada a partir de diferentes expressões.

Provete	Nº de horas de env.mento	G_{FII} (N/mm)							
		Ueda e Dai (5.37)		Expressão (5.46)		Expressão (5.50)		Expressão (5.51)	
V-REF20-03	0	1,43		3,88		2,12		3,76	
V-REF20-04	0	1,07	Desvios	3,66	Desvios	1,58	Desvios	3,22	Desvios
V-REF20-05	0	1,23		1,40		1,94		1,80	
Média	0	1,24	-	2,98	-	1,88	-	2,93	-
V-NS20-04	3000	1,95	57,3%	3,02	1,3%	1,77	-5,9%	2,33	-20,5%
V-NS20-05	10000	1,65	33,1%	2,29	-23,2%	2,59	37,8%	2,57	-12,3%
V-NS20-06	10000	2,06	66,1%	2,59	-13,1%	0,62	-67,0%	2,69	-8,2%
V-NS20-08	10000	2,24	80,7%	2,27	-23,8%	0,74	-60,6%	2,43	-17,1%
V-MAR20-04	3000	0,88	-29,0%	2,48	-16,8%	1,01	-46,3%	1,98	-32,4%
V-MAR20-05	10000	1,01	-18,6%	2,62	-12,1%	2,07	10,1%	1,90	-35,2%
V-MAR20-06	10000	0,81	-34,7%	2,50	-16,1%	1,10	-41,5%	1,79	-38,9%
V-MAR20-08	10000	0,59	-52,4%	1,77	-40,6%	1,38	-26,6%	1,90	-35,2%
V-MAR20-09	10000	1,10	-11,3%	1,13	-62,1%	1,19	-36,7%	1,30	-55,6%
V-TV20-04	3000	0,88	29,0%	2,08	-30,2%	2,75	46,3%	1,70	-42,0%
V-TV20-05	10000	0,62	-50,0%	1,00	-66,4%	1,57	-16,5%	2,10	-28,3%
V-TV20-06	10000	1,06	-14,5%	1,32	-55,7%	1,62	-13,8%	1,81	-38,2%
V-TV20-08	10000	0,85	-31,5%	1,25	-58,1%	1,15	-38,8%	1,38	-52,9%
V-GD20-04	3000	1,92	54,8%	3,42	14,8%	2,00	6,4%	3,02	3,1%
V-GD20-05	10000	1,17	-5,7%	1,37	-54,0%	1,91	1,6%	1,90	-35,2%
V-GD20-06	10000	1,15	-7,3%	1,41	-52,7%	1,50	-20,2%	1,79	-38,9%
V-GD20-08	10000	1,10	-11,3%	3,79	27,2%	4,63	146,3%	4,20	43,3%
V-GD20-09	10000	0,65	-47,6%	2,26	-24,1%	1,66	-11,7%	2,61	-10,9%

Os resultados mostram que a energia de fractura obtida para as vigas com 20mm de GFRP são muito superiores aos valores obtidos nos ensaios de corte descritos no capítulo anterior. Estes resultados estão em concordância com as diferenças encontradas no trabalho de Mazzotti [184], uma vez que com o desenvolvimento de tensões normais e de compressão na ligação GFRP/betão produz, como se viu no Sub-Capítulo 4.5, um aumento significativo da energia de fractura. De igual modo, a partir da Tabela 5.13,

pode verificar-se ainda que as quatro expressões utilizadas no cálculo da energia de fractura produzem valores distintos para cada ensaio. Desta forma, destacam-se duas necessidades fundamentais de modo a uniformizar a determinação da energia de fractura da ligação entre o compósito de FRP e o betão: (i) o tipo de ensaio a realizar; e (ii) a metodologia a seguir para calcular a energia de fractura da ligação.

Apresentam-se na Tabela 5.14 os valores médios da energia de fractura correspondentes às curvas da Figura 5.42, obtidas a partir da metodologia proposta por Ueda e Dai [30]. Os resultados mostram que às 10000 horas de envelhecimento a energia de fractura aumentou apenas nos ciclos de nevoeiro salino apresentando, em média, uma incremento de 82,8% relativamente à energia de fractura calculada para as vigas de referência. Já nas vigas submetidas a ciclos temperatura entre os -10°C a $+30^{\circ}\text{C}$ com 3000h de envelhecimento determinou-se um incremento de 57,4% e uma redução de 10,7% às 10000 horas de envelhecimento evidenciando a necessidade de realizar mais ensaios para confirmação dos resultados.

Tabela 5.14: Valores médios da energia de fractura do Modo II das curvas de *bond-slip* da Figura 5.34.

Tipo de env. mento	Nº de horas de env. mento	$G_{F^{II}}$ (N/mm)	Desvios
Referência	0	1,22	-
Ciclos de nevoeiro salino	3000	1,95	37,4%
	10000	2,23	82,8%
Ciclos de marés	3000	0,88	-27,9%
	10000	1,02	-16,4%
Ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ a $+47,5^{\circ}\text{C}$	3000	0,88	-27,9%
	10000	0,90	-26,2%
Ciclos de temperatura entre -10°C a $+30^{\circ}\text{C}$	3000	1,92	57,4%
	10000	1,09	-10,7%

Comparativamente aos resultados obtidos a partir dos ensaios de corte, as reduções mais significativas, às 10000 horas de envelhecimento, ocorreram também nos ciclos de temperatura entre os $+7,5^{\circ}\text{C}$ e os $+47,5^{\circ}\text{C}$ pelo que, se pode considerar que a energia de fractura é mais afectada para este tipo de envelhecimento. Assim, pode concluir-se que o efeito das temperaturas mais altas podem reduzir significativamente a energia de fractura, o que pode ser explicado por um “amolecimento” da resina aquando dos períodos de $+47,5^{\circ}\text{C}$ que proporciona a perda de aderência da ligação entre o GFRP e o betão. Por outro lado, os efeitos da água salgada (quer nevoeiro salino quer marés) levam a reduções muito mais baixas o que pode levar a concluir que estes tipos de envelhecimento não produzem grandes efeitos degradativos da ligação. Esta conclusão foi aliás obtida em outro trabalho anterior [18] e também verificada por Fava *et al.* [111].

5.5.5. Distribuição das tensões normais

A distribuição das tensões perpendiculares na superfície de colagem ou simplesmente tensões normais foi determinada com base nos fundamentos teóricos desenvolvidos no Sub-Capítulo 5.4. A Tabela 5.15 apresenta as tensões normais de compressão e de tracção máximas estimadas na ligação GFRP/betão. Os resultados mostram que as maiores tensões normais de tracção se desenvolvem numa região imediatamente a seguir à região de meio-vão que é onde se geram as maiores tensões normais de compressão. Embora se desenvolvam tensões normais de tracção nas regiões de apoio conforme verificado em diversos trabalhos encontrados na literatura [101, 128, 183, 184], estas tensões tomam valores mais baixos do que as desenvolvidas a meio-vão da viga.

Tabela 5.15: Tensões normais na ligação GFRP/betão nas vigas com reforço exterior de 20mm de largura.

Provete	Nº de horas de envolvimento	σ_n max (MPa) (Sup. colagem esq.)		σ_n max (MPa) (Sup. colagem dir.)		σ_n (MPa) (Média)	
		Compressão	Tracção	Compressão	Tracção		
V-REF20-03	0	-2,92	0,57	-2,56	0,43 (D)	-2,74/0,50	
V-REF20-04	0	-2,51	0,41	-2,78	0,48 (D)	-1,46/0,45	Desvios
V-REF20-05	0	-1,67	0,29	-2,29	0,39 (D)	-1,98/0,34	
Média	0	-2,37	0,42	-2,54	0,43	-2,46/0,43	-
V-NS20-04	3000	-2,76	0,48	-1,84	0,32(D)	-2,30/0,40	6,5%/-7,0%
V-NS20-05	10000	-1,42	0,24(E)	-3,19	0,63	-2,31/0,44	6,1%/2,3%
V-NS20-06	10000	-2,28	0,34	-1,47	0,30(D)	-1,88/0,32	23,6%/-25,6%
V-NS20-08	10000	-2,04	0,21	-1,50	0,03(D)	-1,77/0,12	28,1%/-72,1%
V-MAR20-04	3000	-1,83	0,19	-1,83	0,27(D)	-1,83/0,23	25,6%/-46,5%
V-MAR20-05	10000	-2,33	0,36(E)	-2,38	0,38	-2,34/0,37	4,9%/-14,0%
V-MAR20-06	10000	-2,05	0,34(E)	-2,03	0,38	-2,04/0,36	17,1%/-16,3%
V-MAR20-08	10000	-2,12	0,40	-1,49	0,38(D)	-1,81/0,39	26,4%/-9,3%
V-MAR20-09	10000	-1,32	0,13	-1,19	0,12(D)	-1,26/0,12	48,8%/-72,1%
V-TV20-04	3000	-1,59	0,22	-2,02	0,39(D)	-1,81/0,31	26,4%/-27,9%
V-TV20-05	10000	-	-(E)	-1,40	0,23	-1,40/0,23	43,1%/-46,5%
V-TV20-06	10000	-1,52	0,23	-1,40	0,21(D)	-1,46/0,22	40,7%/-48,8%
V-TV20-08	10000	-1,26	0,02(E)	-1,45	0,24	-1,36/0,13	4,7%/-69,8%
V-GD20-04	3000	-2,43	0,34(E)	-2,59	0,37	-2,51/0,36	-2,0%/-16,3%
V-GD20-05	10000	-1,35	0,26(E)	-1,37	0,18	-1,36/0,22	4,7%/-48,8%
V-GD20-06	10000	-1,44	0,19	-1,23	0,11(D)	-1,34/0,15	45,5%/-65,1%
V-GD20-08	10000	-2,69	0,28	-2,87	0,58(D)	-2,78/0,43	13,0%/ -
V-GD20-09	10000	-2,32	0,42	-2,42	0,44(D)	-2,37/0,43	3,7%/ -

(*) D - Descolamento pela superfície direita; E - Descolamento pela superfície esquerda.

Os valores apresentados na Tabela 5.15 mostram ainda que em média e de uma forma geral, os envelhecimentos impostos à ligação GFRP/betão produzem uma diminuição das tensões normais quer de compressão quer de tracção quando comparadas com os valores alcançados nos ensaios de referência.

A Figura 5.43 mostra as distribuições das tensões normais ao longo do comprimento de colagem das vigas de referência com reforço exterior com 20mm de largura. Os resultados estão organizados para níveis de carga de 10kN em 10kN para melhor visualização e compreensão do desenvolvimento das tensões normais ao longo do comprimento de colagem. Apresentam-se as distribuições das tensões normais das vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 20mm de largura e submetidas aos diferentes tipos de envelhecimentos no final do Apêndice G.

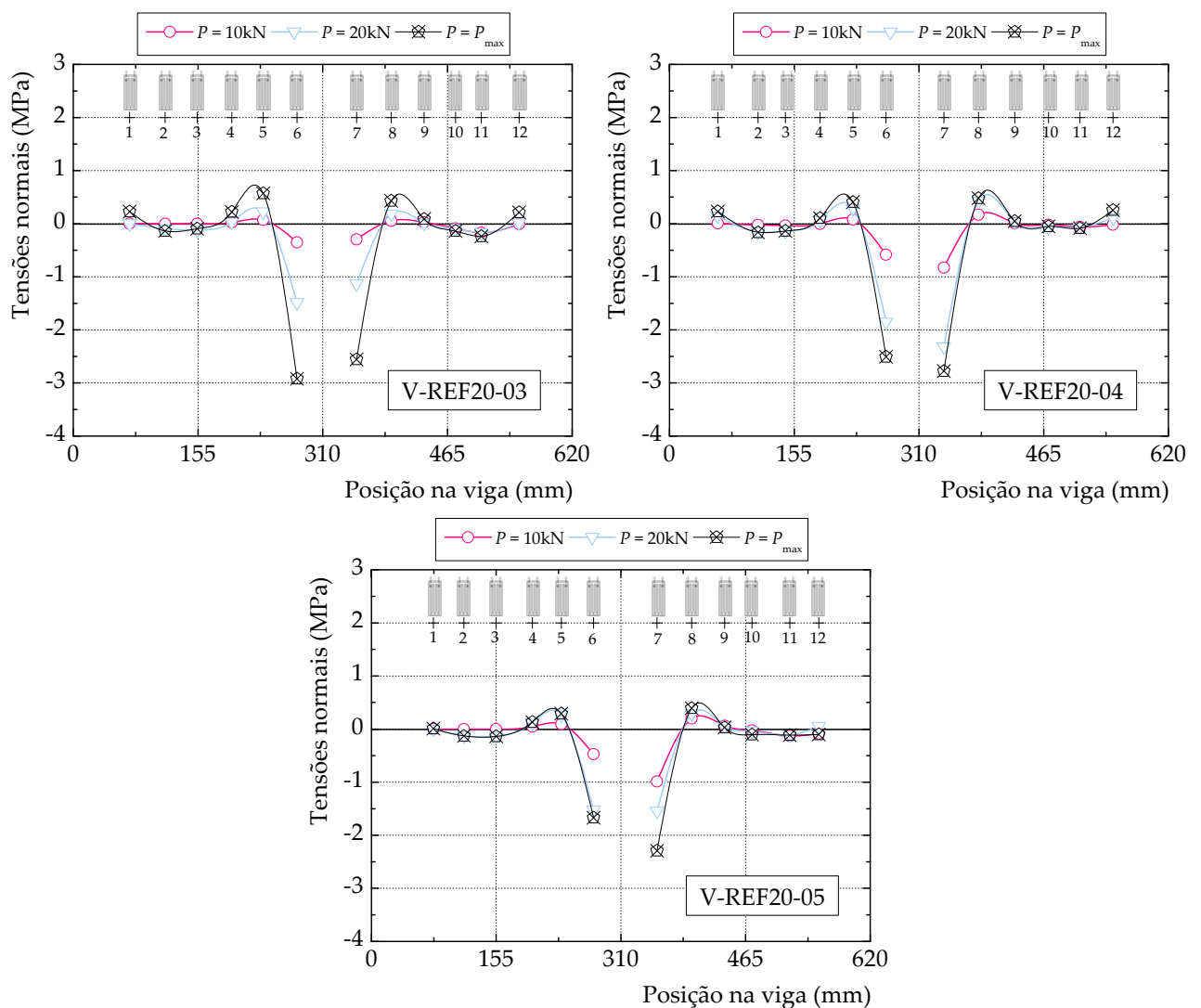


Figura 5.43: Distribuição das tensões normais ao longo da superfície de colagem nas vigas de referência com reforço exterior de 20mm de largura.

5.5.6. Distribuição das extensões e tensões longitudinais no GFRP

A distribuição das tensões longitudinais no compósito ao longo do comprimento de colagem nas vigas sujeitas aos ciclos de envelhecimento podem resultar diferentes das distribuições destas tensões nas vigas de referência. Em trabalho anterior [82], os ciclos de nevoeiro salino e de marés realizados em vigas de betão armado de secção rectangular revelaram que a distribuição das tensões longitudinais no compósito de GFRP apresentava, para patamares de carga iguais, uma distribuição ao longo de um comprimento de colagem menor do que nos ensaios de referência. Em contrapartida, os ensaios em vigas submetidas a ciclos de temperatura mantiveram uma distribuição ao longo de um comprimento de colagem semelhante às vigas de referência.

Nas Figuras 5.44 a 5.47 mostram-se, para o patamar de carga de 20kN, as distribuições das tensões longitudinais no GFRP ao longo do comprimento de colagem para os diferentes ciclos de envelhecimento estudados. As distribuições destas tensões nas vigas de referência são também apresentadas permitindo a comparação com os ciclos de envelhecimento. Estas figuras permitem observar que nos ciclos de nevoeiro salino e de marés, as distribuições das tensões longitudinais nas vigas envelhecidas fazem-se para comprimentos de colagem menores do que nas vigas de referência. Como consequência pode afirmar-se que, para o mesmo nível de força transmitida ao compósito os deslizamentos nas vigas submetidas aos ciclos de nevoeiro salino e de marés são menores do que nas vigas de referência (veja-se a expressão (5.30)). Associado a menores deslizamentos para o mesmo nível de força a tensão de aderência num determinado ponto da superfície de colagem, é sempre maior no caso da situação de referência. Assim, espera-se que a carga de ruptura média nas vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino (26,5kN às 10000 horas) seja superior às cargas de ruptura obtidas nas vigas de referência (22,7kN).

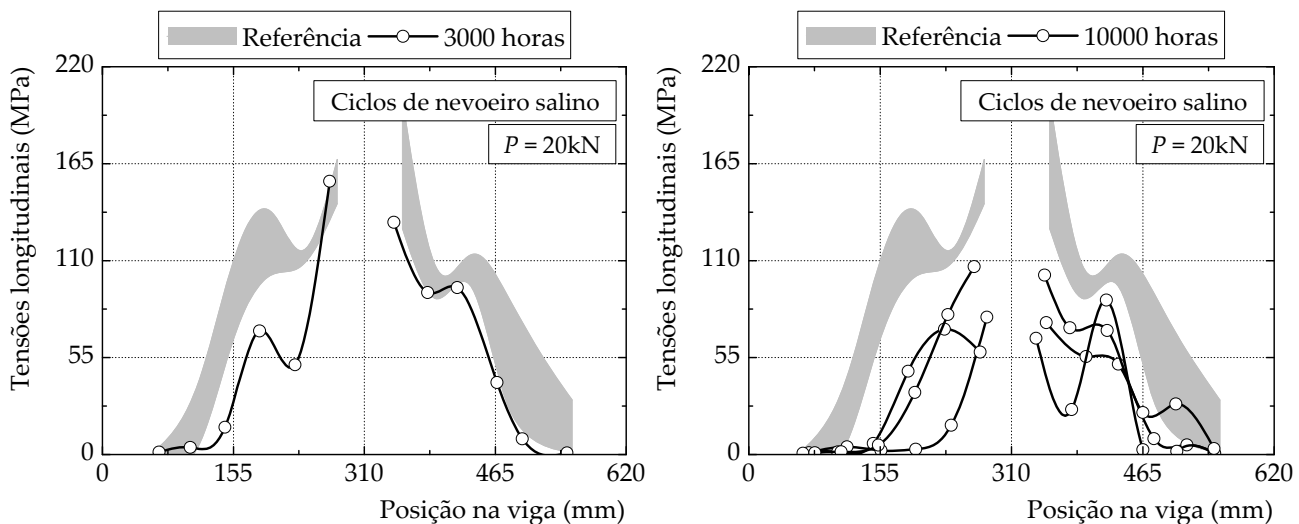


Figura 5.44: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de nevoeiro salino.

Os resultados assim obtidos confirmam os resultados divulgados anteriormente [82], ou seja, uma menor mobilização do compósito de GFRP em ensaios de aderência cujos

provetes foram submetidos a efeitos de humidade salina relativamente aos provetes de referência e uma certa indiferença na perturbação da distribuição das tensões longitudinais quando a ligação GFRP/betão fica sujeita aos efeitos térmicos.

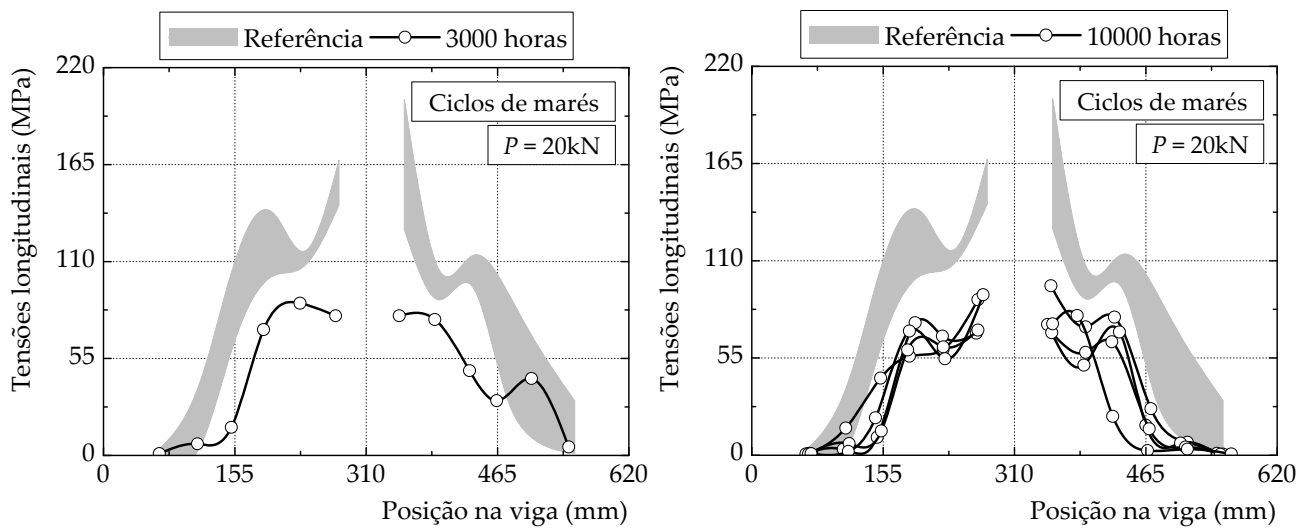


Figura 5.45: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de marés.

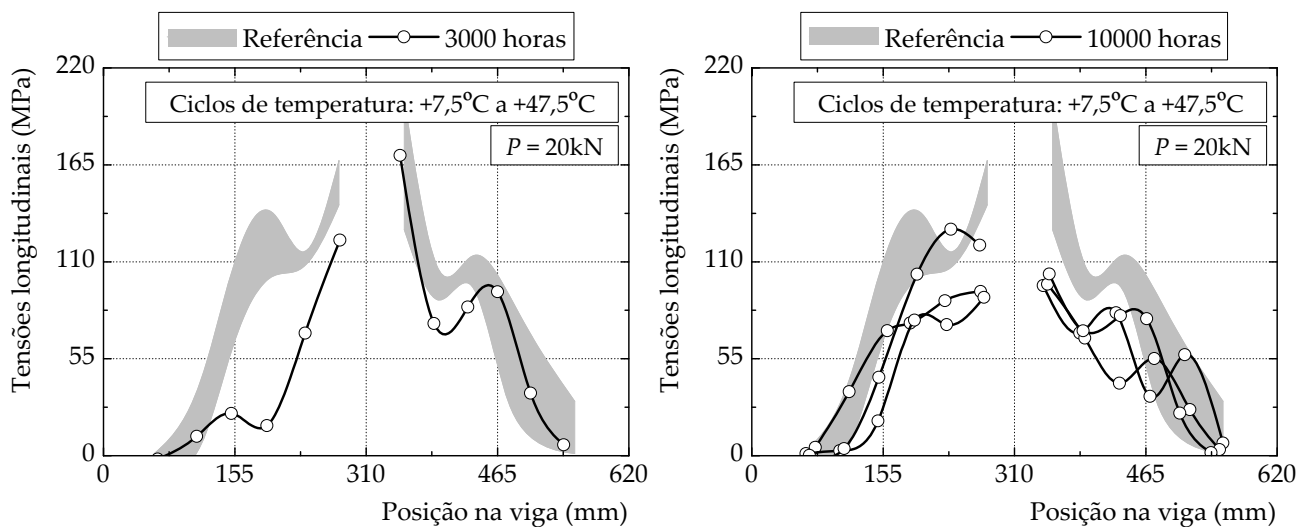


Figura 5.46: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ a $+47,5^{\circ}\text{C}$.

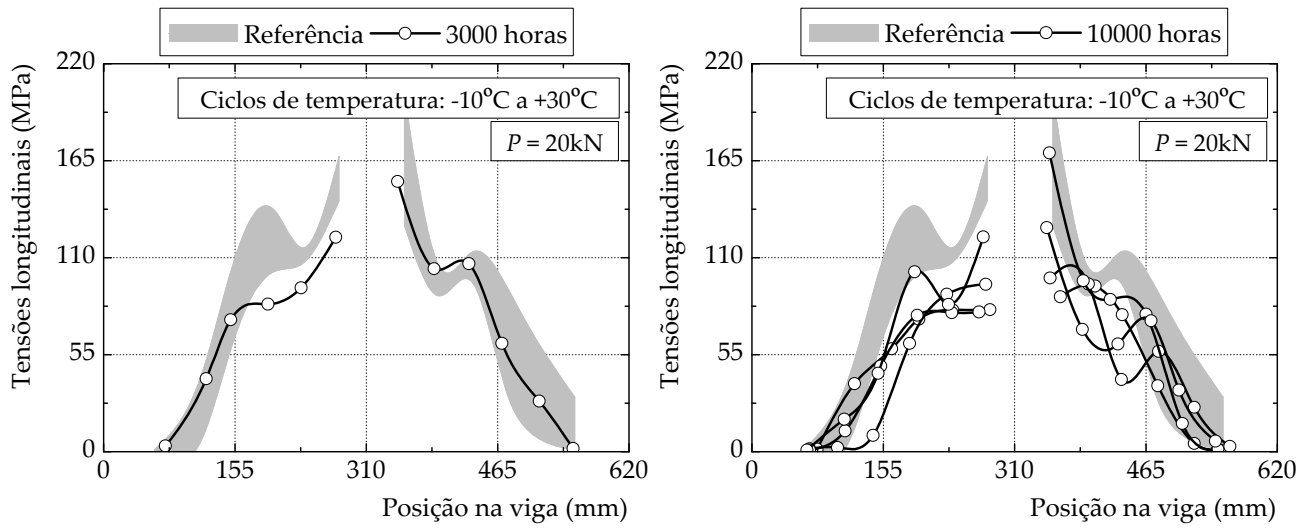


Figura 5.47: Distribuição das tensões longitudinais para o nível de carga de 20kN nas vigas reforçadas exteriormente com GFRP com 20mm de largura submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C a +30°C.

Capítulo 6

Ensaaios de vigas de secção transversal em T exteriormente reforçadas com compósitos de GFRP

6.1. Introdução

Neste capítulo apresentam-se um conjunto de três vigas de betão armado de secção transversal em T e ensaiadas à escala real. As vigas foram ensaiadas à flexão em quatro pontos, sendo uma das vigas de referência e como tal não reforçada e as restantes foram reforçadas com duas camadas de GFRP. Das duas vigas reforçadas, uma foi ensaiada com cargas monotónicas e a outra com cargas cíclicas.

O comportamento das vigas é analisado e comparado com o de outros ensaios encontrados na literatura.

Propõe-se ainda uma metodologia de cálculo para prever a extensão máxima suportada pelo GFRP e cujos resultados evidenciaram uma boa aproximação aos resultados experimentais.

6.2. Considerações iniciais

Na literatura podem ser encontrados diversos modos de ruptura de uma viga exteriormente reforçada com FRP [8, 76, 116, 130, 133] no entanto, o presente trabalho foca o descolamento do compósito de GFRP devido essencialmente a fendas de flexão. Aqui, destacam-se dois mecanismos de ruptura: do tipo 1 e do tipo 2. O mecanismo do tipo 1 é referido pelo boletim 35 da fib [185] como o mecanismo associado à perda de aderência nas regiões em que o betão se encontra num estado não fendilhado estando, o mecanismo de ruptura do tipo 2, associado à perda de aderência nas regiões fendilhadas de betão. Descrevem-se em seguida ambos os mecanismos de ruptura.

6.2.1. Mecanismo de ruptura do tipo 1

Está associado às regiões de ancoragem em vigas exteriormente reforçadas com compósitos de FRP (junto aos apoios) e de acordo com Neubauer e Rostásy [115] pode ser estudado com recurso a ensaios de corte duplo em conformidade com os desenvolvidos no Capítulo 4. Os ensaios de corte duplo, de acordo com estes autores, simulam bem as condições do fluxo de forças nas ancoragens dos compósitos de FRP na viga (veja-se a Figura 6.1). Desta forma, a resposta da ancoragem do compósito de FRP em vigas de betão armado pode ser feita com base na informação disponível dos ensaios de corte duplo [185]. O dimensionamento deste mecanismo de ruptura pode ser realizado mediante as expressões desenvolvidas no Capítulo 4.

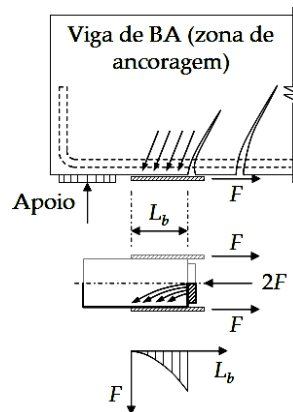


Figura 6.1: Esquema com a ancoragem do FRP e o ensaio de aderência associado. Adaptado de [115, 190].

6.2.2. Mecanismo de ruptura do tipo 2

O conceito do mecanismo de ruptura do tipo 2 não está muito distante do mecanismo de ruptura do tipo 1, isto é, se no mecanismo de ruptura do tipo 1 a resposta do compósito de FRP ancorado à viga é realizada numa superfície de betão não fendilhada, o mecanismo de ruptura do tipo 2 pode ser analisado entre fendas consecutivas de betão distanciadas entre si pelo espaçamento médio entre fendas (s_{rm}). Assim, apenas uma porção da viga pode ser analisada [185]. Desta forma, a génese do mecanismo de ruptura do tipo 1 pode ser implementada no mecanismo de ruptura do tipo 2 mediante algumas considerações que seguidamente se desenvolvem.

Inicialmente, há que considerar que a resposta da ligação FRP/betão na viga de betão armado depende de duas situações distintas: (i) a ligação está em região de momento flector constante; e (ii) a ligação está em região de momento flector variável (veja-se a Figura 6.2). Nestas circunstâncias, duas forças transmitidas ao compósito de FRP e de sentido oposto estão instaladas no compósito e o desempenho da ligação fica dependente de dois casos que devem ser analisados: (i) a distância média entre fendas consecutivas de betão é igual ou maior que duas vezes o comprimento de transferência da ligação; e (ii) a distância média entre fendas consecutivas de betão é inferior a duas vezes o comprimento de transferência da ligação. Assim, há que considerar quatro casos distintos e que se passam a descrever em seguida.

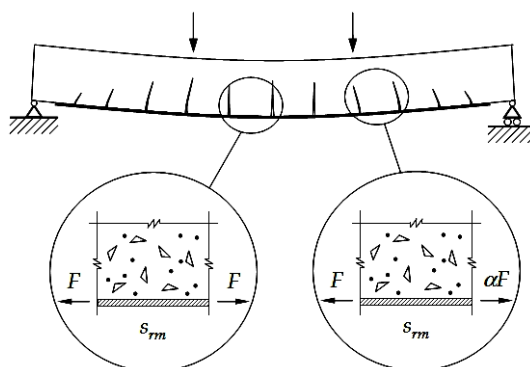


Figura 6.2: Pormenor das forças no FRP numa porção de viga em momento flector constante (à esquerda) e em momento flector variável (à direita). Adaptado de [185].

6.2.2.1. Situação em que $s_{rm} \geq 2L_t$ em região de momento flector constante

A Figura 6.3 mostra as distribuições das tensões ao longo do comprimento de colagem no momento do descolamento do compósito da superfície de betão. Neste caso, não há interacção entre as duas partes do compósito de FRP solicitadas, ou seja, a meio, as tensões são nulas por se ter disponível um comprimento de colagem suficientemente grande para se transmitir a máxima força ao compósito. Como existe ainda simetria (com eixo de simetria a metade de s_{rm}), o comportamento da ligação é simétrico, realçando-se apenas que as tensões de aderência apresentam sentidos opostos de forma a equilibrarem as forças transmitidas ao FRP. Nestas condições, as tensões longitudinais no FRP apresentam também um valor máximo nos pontos extremos, isto é, junto à fenda do betão [185]. A determinação das tensões de aderência máximas, das forças máximas transmitidas ao FRP ou das extensões máximas até ao início do descolamento do FRP podem ser calculadas de acordo com as expressões apresentadas nos capítulos anteriores.

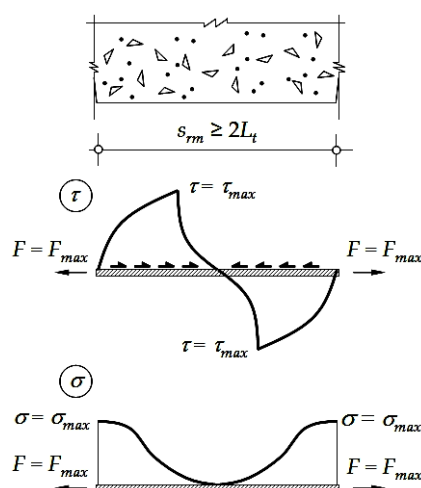


Figura 6.3: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} \geq 2L_t$ e numa região de momento flector constante no instante da descolagem.

6.2.2.2. Situação em que $s_{rm} < 2L_t$ em região de momento flector constante

A Figura 6.4 mostra as distribuições das tensões ao longo do comprimento de colagem no instante do descolamento do compósito. Neste caso, existe uma interacção das duas metades do compósito de FRP solicitadas, ou seja, os pontos intermédios apresentam uma tensão longitudinal não nula porque o comprimento de colagem não é suficientemente grande para que se consiga transmitir a máxima força ao FRP. A área correspondente à distribuição das tensões de aderência é inferior à área do caso anterior e as tensões longitudinais tomam um valor máximo nas extremidades de colagem, ou seja, junto à abertura da fenda. Neste caso, as expressões para definir a tensão longitudinal máxima ou a força máxima transmitida ao FRP no início do descolamento do FRP da superfície de betão, podem ser calculadas a partir das expressões apresentadas nos capítulos anteriores realçando-se apenas que se deve incluir no cálculo a influência do menor comprimento de colagem relativamente ao comprimento de transferência da ligação [185].

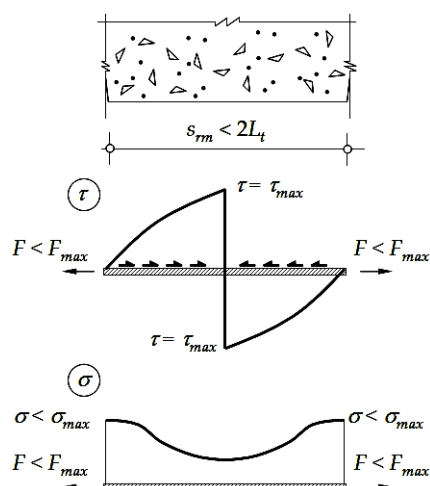


Figura 6.4: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} < 2L_t$ e numa região de momento flector constante no instante da descolagem.

6.2.2.3. Situação em que $s_{rm} \geq 2L_t$ em região de momento flector variável

As observações realizadas antes podem também ser aplicadas ao caso das regiões de momento flector variável onde o compósito é submetido a forças distintas. A Figura 6.5 mostra os mesmos diagramas de tensões das duas figuras anteriores. Pode ver-se que o descolamento do FRP inicia-se pelo ponto mais solicitado (fenda da esquerda) onde a força máxima transmitida ao compósito é a mesma calculada para o primeiro caso uma vez que as áreas correspondentes à distribuição das tensões de aderência nestes dois casos são também iguais [185].

De acordo com o boletim 35 da fib [185] o comprimento de colagem disponível é dividido em duas partes que são proporcionais às forças aplicadas ao compósito de FRP, ou seja, uma maior força aplicada ao compósito proporciona uma distribuição das tensões de aderência num comprimento de colagem maior. Nesta situação, a determinação das tensões de aderência máximas, das forças máximas transmitidas ao FRP ou das extensões máximas podem ser realizadas de maneira igual ao primeiro caso

uma vez que é pela parte mais solicitada que se inicia o descolamento do compósito de FRP da superfície de betão e onde o comprimento de colagem é suficientemente grande para desenvolver um campo de tensões semelhante ao da primeira situação.

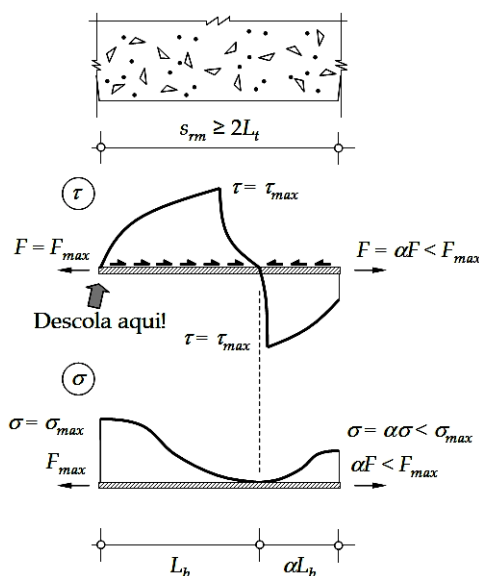


Figura 6.5: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{fm} \geq 2L_t$ e numa região de momento flector variável no instante da descolagem.

6.2.2.4. Situação em que $s_{fm} < 2L_t$ em região de momento flector variável

A Figura 6.6 mostra as distribuições das tensões ao longo do comprimento de colagem no momento do descolamento do FRP. Nesta situação, a força transmitida ao compósito não atinge o valor máximo uma vez que a área correspondente à distribuição das tensões de aderência é menor do que, por exemplo, na situação anterior. No entanto, para que o processo de descolamento se inicie é necessário que o ponto esquerdo (fenda esquerda) atinja a tensão de aderência nula uma vez que se está a admitir que o deslizamento último da ligação corresponde a tensão de aderência nula.

De acordo com o boletim 35 da fib [185], o comprimento de colagem disponível é dividido em duas partes que são proporcionais às forças aplicadas ao compósito de FRP. A determinação das forças ou tensões longitudinais máximas podem ser calculadas de igual forma à descrita na 2ª situação, isto é, afectando o valor máximo transmitido ao compósito de FRP com a relação entre o comprimento de colagem e o comprimento de transferência proposto por Neubauer e Rostásy [115] ou por Teng *et al.* [105].

Refira-se por último que da relação estabelecida anteriormente pela expressão (2.31) e aqui novamente reescrita sob a forma da expressão:

$$\tau = t_f \cdot \frac{d\sigma}{dx} \quad (6.1)$$

as tensões de aderência máximas (τ_{max}) podem ser estimadas a partir do produto entre o declive (à direita ou à esquerda) das tensões longitudinais (σ) pela espessura do compósito de FRP.

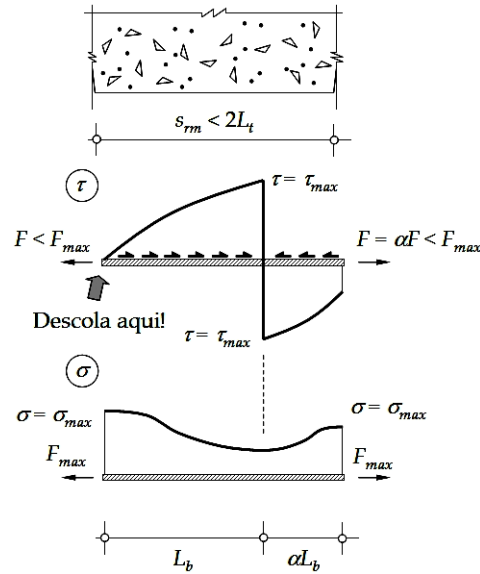


Figura 6.6: Distribuição das tensões ao longo do FRP entre fendas com $s_{rm} < 2L_t$ e numa região de momento flector variável no instante da descolagem.

6.2.3. Cálculo do espaçamento médio entre fendas

O cálculo do espaçamento médio entre fendas (s_{rm}) é feito com base no equilíbrio das forças representadas na Figura 6.7 resultando a expressão:

$$F_{FRP} + F_{aço} = A_{betão} \cdot \sigma_{betão} \quad (6.2)$$

onde $A_{betão}$ é a área de betão traccionado. As forças no aço ($F_{aço}$) e no FRP (F_{FRP}) são transmitidas por aderência ao betão e ao iniciar-se a abertura da fenda significa que se atingiu a tensão máxima de tracção no betão. Assim, pode reescrever-se a expressão (6.2) sob a forma:

$$s_{rm} = \frac{f_{ctm} \cdot A_{betão}}{\tau_{med}^{aço} \cdot \pi \cdot \phi + \tau_{med}^{FRP} \cdot b_f} \quad (6.3)$$

Fazendo:

$$A_{aço} = \frac{\pi \cdot \phi_{aço}^2}{4}; \quad \rho_{aço} = \frac{A_{aço}}{A_{betão}}; \quad \rho_f = \frac{A_{FRP}}{A_{betão}}$$

a expressão (6.3) reescreve-se sob a forma:

$$s_{rm} = \frac{f_{ctm} \cdot \phi_{aço}}{4\rho_{aço} \cdot \tau_{med}^{aço} + \frac{\tau_{med}^{FRP}}{t_f} \cdot \rho_{aço} \cdot \rho_f \cdot \phi_{aço}} \quad (6.4)$$

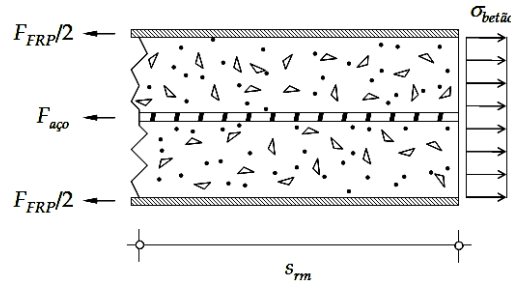


Figura 6.7: Equilíbrio das forças num elemento de betão armado e exteriormente reforçado com FRP submetido à tracção.

Fazendo ainda

$$\rho_{aço} \cdot \rho_f = \frac{A_{aço}}{A_{betão}} \cdot \frac{A_{FRP}}{A_{aço}} = \frac{A_{FRP}}{A_{betão}} = \rho_{FRP}$$

a expressão (6.4) vem finalmente:

$$s_{rm} = \frac{f_{ctm} \cdot n_{aço} \cdot \phi_{aço}}{4\rho_{aço} \cdot \tau_{med}^{aço} + \frac{\tau_{med}^{FRP}}{t_f} \cdot \rho_{FRP} \cdot n_{aço} \cdot \phi_{aço}} \quad (6.5)$$

em que $n_{aço}$ é o número de varões de diâmetro $\phi_{aço}$; a tensão de aderência média no aço vem dada por $\tau_{med}^{aço} = 1,8 f_{ctm}$ [116]; e a tensão de aderência média no FRP na qual se assume que é 40% a 60% da tensão de aderência máxima da ligação FRP/betão.

O boletim 14 da fib [116] tem por base o trabalho de 1996 de Rostásy *et al.* e cujo cálculo do espaçamento médio entre fendas é realizado a partir da expressão:

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm} \cdot A_{c,eff}}{\tau_{med}^{aço} \cdot u_{aço}} \times \frac{E_{aço} \cdot A_{aço}}{E_{aço} \cdot A_{aço} + \xi_b \cdot E_f \cdot A_f} \quad (6.6)$$

onde $u_{aço}$ é o perímetro do varão de aço aderente ao betão; $A_{c,eff}$ é a área efectiva sob tracção e é obtida por:

$$A_{c,eff} = \min\{2,5(h-d) \cdot b; (h-x) \cdot b/3\}$$

em que h é a altura da viga; d é a altura útil; x é a altura da secção comprimida; e b é a largura da viga de betão e ξ_b é um parâmetro da ligação dado por

$$\xi_b = \frac{\tau_{med}^{FRP} \cdot E_{aço} \cdot \bar{\phi}}{4\tau_{med}^{aço} \cdot E_f \cdot t_f}$$

onde $\bar{\phi}$ é a média dos diâmetros dos varões de aço e $\tau_{med}^{FRP} = 1,25f_{ctm}$.

6.3. Programa de ensaios

6.3.1. Preparação das vigas de secção em T

As 3 vigas de betão armado com secção transversal em T foram fabricadas, à semelhança de todas as peças de betão, junto ao Laboratório de Estruturas do DEC/FCT/UNL. Os moldes foram executados a partir de placas de contraplacado marítimo. A Figura 6.8 mostra a cofragem e a preparação das armaduras utilizadas nestas vigas.



Figura 6.8: Preparação da armadura e cofragem utilizadas nas vigas de secção transversal em T.

A armadura utilizada consistiu em varões de aço da classe A400NR com 6, 8 e 12mm de diâmetro. A Figura 6.9 mostra a pormenorização da armadura utilizada nas 3 vigas de betão armado ensaiadas. O recobrimento adoptado foi de 30mm e foi garantido por intermédio de espaçadores de plásticos com diâmetro de 60mm.

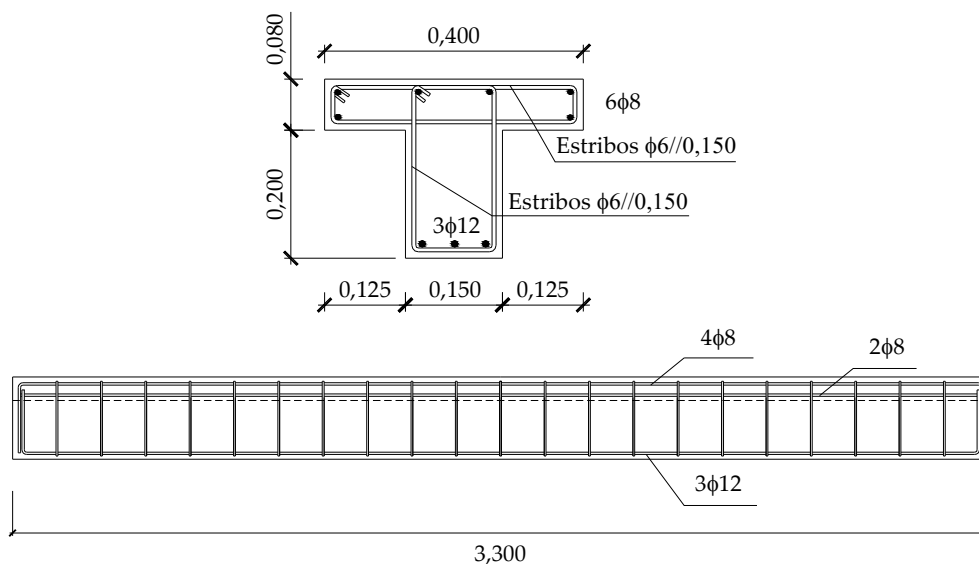


Figura 6.9: Pormenorização das armaduras das vigas de secção transversal em T (unidades em metros).

6.3.2. Sistema de ensaio e aquisição de dados

As vigas foram ensaiadas num sistema de flexão de quatro pontos. O sistema é composto por dois aparelhos de apoio metálicos (um fixo e outro deslizante) afastados entre si de 3,00m (vão da viga) e que assentam em dois blocos de betão. A transmissão de cargas foi realizada por intermédio de duas bombas hidráulicas da Enerpac colocadas simetricamente em dois perfis metálicos que, por sua vez, foram dispostos de forma perpendicular ao eixo da viga de betão armado. As bombas hidráulicas eram atravessadas por um varão de pré-esforço Dywidag que, ao ficar restringido nas suas extremidades (pela laje e pela bomba hidráulica), garantia a transmissão de cargas à viga de betão armado. A transmissão de carga adoptada confere à viga um diagrama de momentos flectores constante entre os pontos de aplicação das cargas e linear entre estes pontos e os apoios da viga. A Figura 6.10 esquematiza os ensaios de flexão das vigas realizados no presente trabalho.

Para a medição de toda a informação pretendida (deslocamentos, forças e extensões no GFRP) foram utilizados 8 transdutores de deslocamento de 100mm de curso, 1 transdutor de deslocamento de 500mm de curso da TML, 2 células de carga de 200kN da HBM, 29 extensómetros da TML e 10 transdutores de deslocamento horizontais (i1 a i10) fixados através de varão roscado à viga de betão armado (veja-se esquema da Figura 6.11). A utilização destes transdutores de deslocamento horizontais teve como objectivo a determinação das curvaturas da vigas na região de meio-vão pelo que, cinco foram colocados em regiões onde se geram compressões e os outros cinco em regiões de tracção da viga de betão armado.

As extensões no compósito de GFRP foram medidas através da colagem de extensómetros ao longo de uma linha central da largura do compósito de GFRP adoptando-se ainda, no centro da viga e por baixo da aplicação da carga pontual esquerda, mais dois extensómetros de forma a observar a evolução das extensões ao longo dos 120mm de largura adoptados para o compósito de GFRP. Assim, em ambos os casos, na identificação destes extensómetros foram introduzidas as letras "a" e "b" conforme se pode ver pela Figura 6.11.

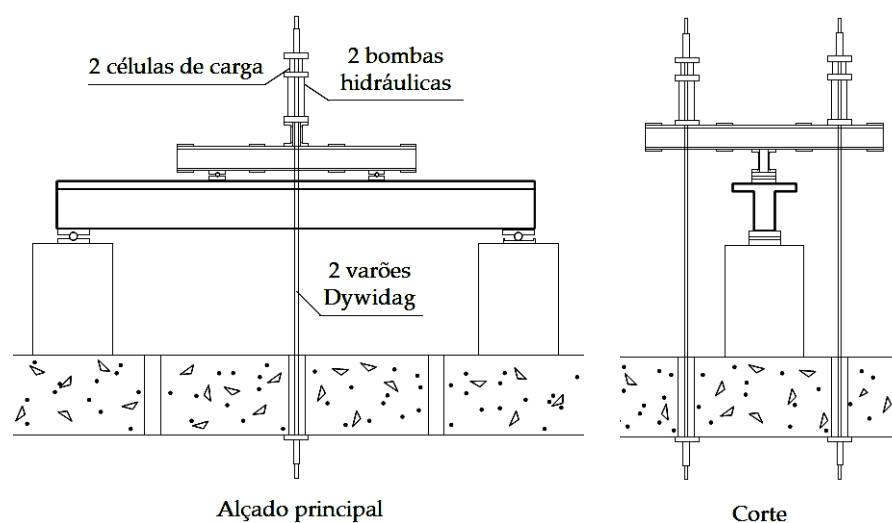


Figura 6.10: Esquema de ensaio.

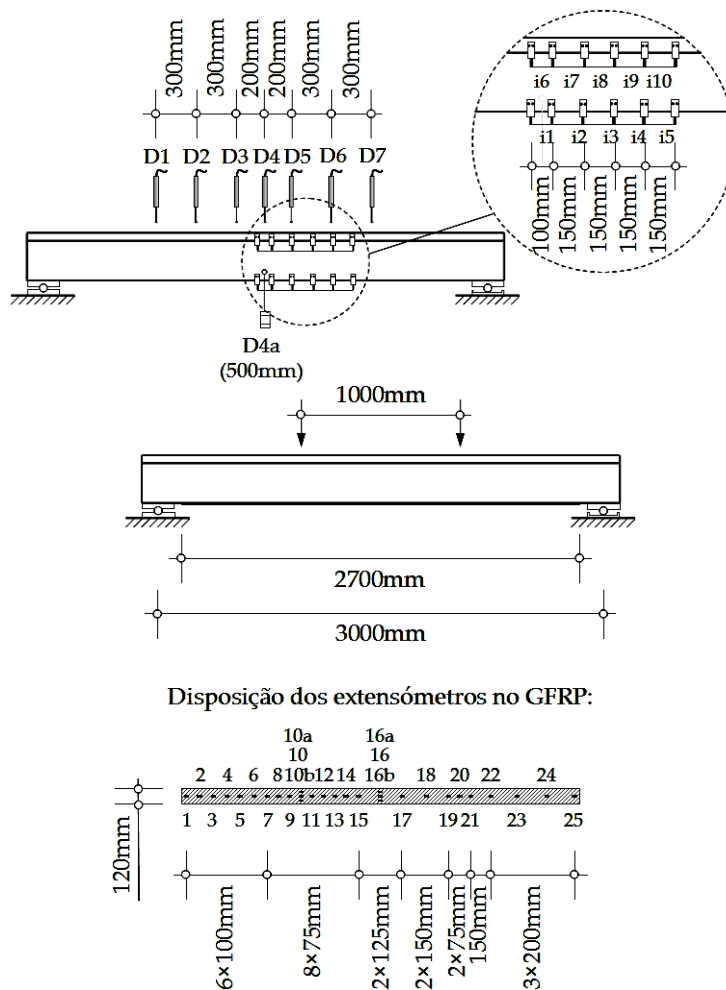


Figura 6.11: Esquema da instrumentação utilizada.

A Figura 6.12 mostra alguns pormenores da instrumentação utilizada e onde se inclui a disposição destes transdutores de deslocamento horizontais na viga de betão armado, a disposição dos LVDTs na viga e da disposição dos extensómetros ao longo do compósito de GFRP.

Os ensaios foram ainda realizados com imposição de deslocamento constante de 2,0mm/min e cujo controlo foi garantido por intermédio de uma bomba hidráulica eléctrica com controlo automático do software Proteus. Para este efeito, foi necessário colocar um transdutor de deslocamento a meio-vão da viga que permitiu controlar a imposição de deslocamento pretendida. Os restantes 7 transdutores de deslocamento foram colocados de forma a medir o deslocamento a meio-vão da viga, a 200mm, a 500mm e a 800mm do centro da viga (em ambos os sentidos). O transdutor de deslocamento com 500mm de curso permitiu medir grandes deformações a meio-vão da viga após o destacamento do compósito de GFRP da superfície de betão.

A aquisição de toda a informação recolhida durante os ensaios das vigas foi feita a partir de um datalogger do tipo Centípede 100 da HBM. A utilização do software Catman 4.0 permitiu gravar os dados em formato digital para posterior tratamento dos resultados. A Figura 6.13 mostra a disposição geral dos ensaios das vigas de secção transversal em T.



Figura 6.12: Pormenores da instrumentação utilizada.



Figura 6.13: Panorama dos ensaios de flexão das vigas com secção transversal em T.

Refira-se por fim que, à semelhança das vigas submetidas à flexão de três pontos, uma área das vigas de secção transversal em T foi pintada com um padrão aleatório de

pontos pretos para instrumentação com recurso à fotometria. Os resultados estão a ser analisados e desenvolvidos com a participação do Departamento de Electrotecnia da FCT/UNL e pretende-se no final obter as extensões geradas num elemento estrutural de betão armado em tempo real.

6.4. Ensaios experimentais

6.4.1. Ensaio de referência de viga em T

A viga de betão armado de secção transversal em T sem qualquer reforço exterior foi ensaiada com o objectivo de aferir, experimentalmente, a sua capacidade resistente permitindo uma posterior comparação com as vigas exteriormente reforçadas com GFRP. A Figura 6.14 mostra a curva força *vs.* deslocamento a meio-vão da viga de referência.

A Figura 6.15 mostra as deformadas para os níveis de carga correspondentes à fendilhação da viga e à cedência das armaduras e cujos valores nos 7 pontos marcados no gráfico correspondem às leituras realizadas pelos transdutores de deslocamento. O deslocamento a meio-vão apresentado corresponde à média entre dois transdutores de deslocamento, o “4a” de 500mm de curso e o “4” de 100mm de curso.

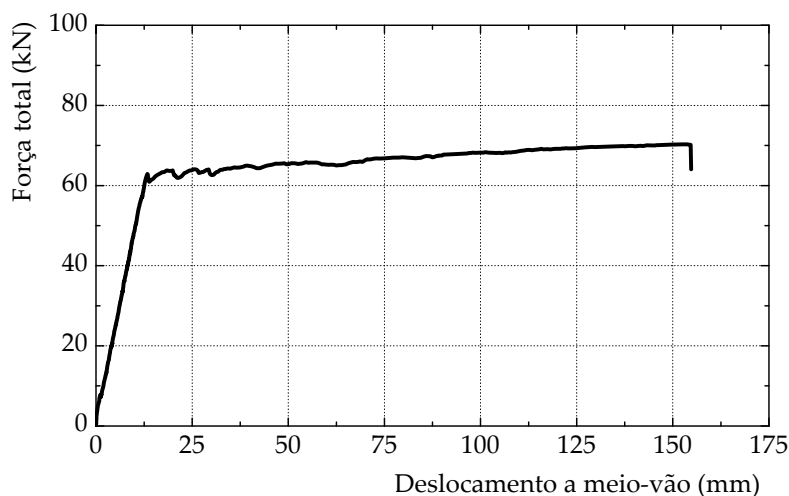


Figura 6.14: Diagrama força *vs.* deslocamento a meio-vão da viga de referência.

As curvaturas observadas no ensaio estão representadas na Figura 6.16 para diferentes níveis de momento flector. Destacam-se as curvaturas por baixo da aplicação das cargas verticais, locais onde se formam rótulas plásticas que fazem aumentar consideravelmente as curvaturas nessa região da viga. A meio-vão, as curvaturas lidas são também bastante significativas porém, a leitura a partir do transdutor de deslocamento horizontal i1 (veja-se a Figura 6.11) colocado nessa região revelou ter um sinal pouco estável e que poderá ter influenciado a determinação das curvaturas a meio-vão. Refira-se que este problema na aquisição de dados foi verificado nas 3 vigas ensaiadas.

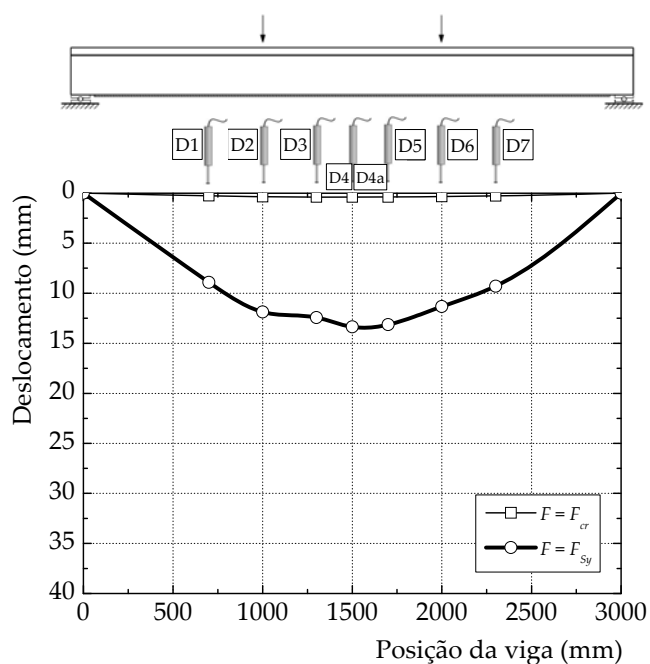


Figura 6.15: Deformada da viga de referência para a carga correspondente à fendilhação e à cedência das armaduras.

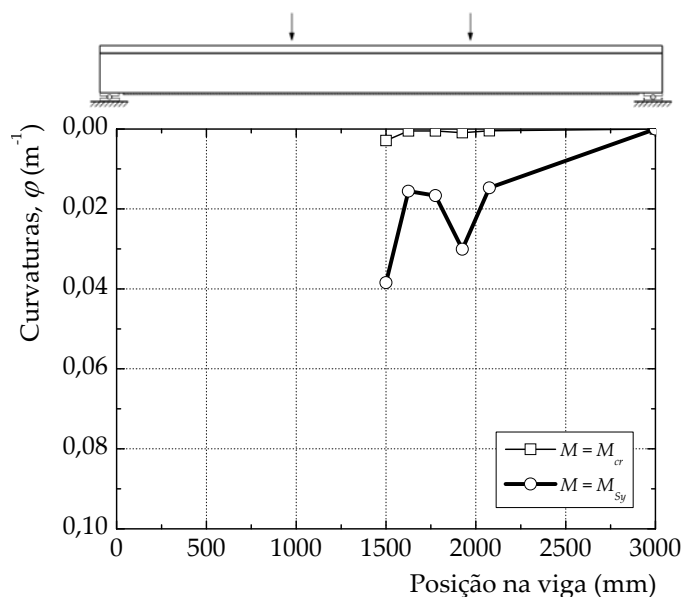


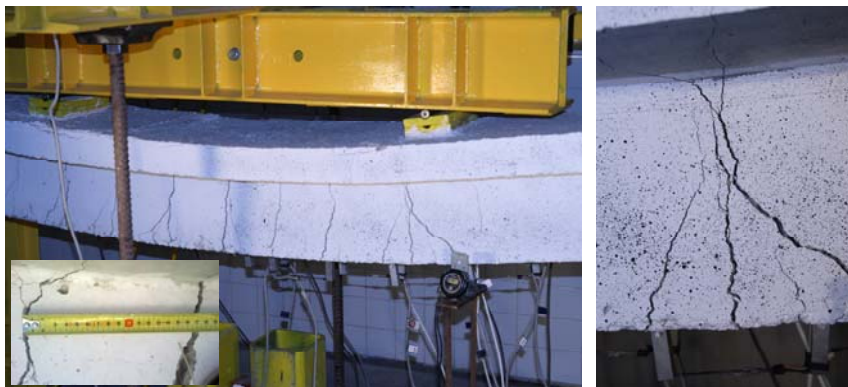
Figura 6.16: Curvaturas na viga de referência para diferentes níveis de carga.

A Tabela 6.1 apresenta um resumo de vários parâmetros obtidos no ensaio da viga de referência onde P_{Sy} corresponde à carga que provoca a cedência das armaduras longitudinais de tracção da viga, M_{Sy} é o momento flector para a carga P_{Sy} e δ_{Sy} o deslocamento verificado a meio-vão da viga quando o carregamento é P_{Sy} .

A fendilhação apresentada pela viga de referência é fundamentalmente devida a deformações de flexão conforme se pode observar pelas imagens da Figura 6.17 e tem um espaçamento médio (s_{rm}) de cerca 170mm.

Tabela 6.1: Resumo dos resultados da viga de referência.

P_{cr} (kN)	M_{cr} (kNm)	δ_{cr} (mm)	P_{Sy} (kN)	M_{Sy} (kNm)	δ_{Sy} (mm)
4,6	2,3	0,5	62,9	31,5	13,4

**Figura 6.17:** Fendilhação da viga de referência após o patamar de cedência das armaduras.

6.4.2. Ensaio monotónico da viga em T de BA com 2 camadas de compósito de GFRP

O ensaio monotónico é caracterizado por três patamares distintos antes da ruptura por descolamento do GFRP da superfície de betão: (i) fase de pré-fendilhação do betão onde os materiais apresentam um comportamento elástico e linear; (ii) fase correspondente à fendilhação do betão em que apenas as armaduras de aço e o reforço exterior apresentam um comportamento elástico; e (iii) fase em que a armadura de aço está em regime plástico estando unicamente o reforço exterior de GFRP em regime elástico e linear. Após a ruptura do reforço exterior de GFRP por descolamento do GFRP da superfície de betão, a viga passa a ter um comportamento semelhante à viga de referência na qual a armadura de aço se encontra em regime plástico.

A primeira fase de pré-fendilhação em que os materiais estão em regime elástico e linear atinge, na viga reforçada com GFRP, um patamar superior ao verificado na viga de referência uma vez que a aplicação do compósito de GFRP à superfície traccionada de betão aumenta a armadura na viga e que retarda a fendilhação da viga.

A força que origina a cedência das armaduras é também superior na viga exteriormente reforçada com GFRP uma vez que as forças de tracção instaladas na viga passam a ser divididas entre a armadura de aço e o compósito de GFRP. Assim, para o mesmo nível de carga, as forças transmitidas à armadura de aço são menores do que as forças transmitidas à armadura de tracção da viga de referência. Como resultado, a cedência nas armaduras de aço ocorre para um nível de carga exterior superior ao da viga de referência.

A fase anterior ao descolamento do compósito de GFRP fica caracterizada por uma diminuição do declive da curva força *vs.* deslocamento uma vez que durante esta fase apenas o reforço exterior oferece mais resistência (neste caso elástica e linear) ao sistema. Este patamar será tanto maior quanto maior for também a capacidade da ligação GFRP/betão em absorver as tensões geradas na ligação. A mobilização da

capacidade resistente dos compósitos de FRP neste tipo de reforço é muito reduzida quando comparada com o seu potencial resistente. Como exemplo, refira-se o trabalho de Carvalho *et al.* [189] no qual os autores realizaram um estudo comparativo entre dois compósitos distintos (CFRP e GFRP) e técnicas de reforço (EBR e NSMR) em vigas de secção transversal em T com capacidades resistentes teóricas iguais e com características geométricas similares às estudadas neste trabalho. Os resultados evidenciaram um sub-aproveitamento das propriedades mecânicas dos compósitos, sendo o GFRP aquele que registou um maior sub-aproveitamento do material dada a sua maior extensão na ruptura. Contudo, e comparativamente às restantes soluções estudadas, o reforço exterior com GFRP revelou ser uma solução capaz de conferir à viga de betão armado uma ductilidade superior à viga reforçada com CFRP através da técnica NSMR ou EBR. É importante referir que no trabalho de Carvalho *et al.* [189] não foram utilizados dispositivos adicionais de ancoragem. O bom desempenho dos compósitos de GFRP, permitiu concluir que esta solução pode ser vista como uma boa alternativa aos compósitos de CFRP até por que os custos associados às fibras de carbono são também maiores. Porém, o fenómeno da fluência associado aos compósitos de GFRP tem sido obstáculo importante na sua utilização neste tipo de compósitos em soluções de reforço exterior de vigas de betão armado.

A Figura 6.18 mostra a curva força total *vs.* deslocamento a meio-vão da viga reforçada com GFRP sob carregamento monotónico, podendo-se distinguir os diferentes patamares descritos anteriormente.

A Figura 6.19 mostra as deformadas da viga obtidas para os níveis de carga correspondentes às fendilhação da viga, à cedência das armaduras e à ruptura a partir das leituras realizadas pelos transdutores de deslocamento colocados em 7 pontos distintos. Os resultados evidenciam que a partir dos 70kN (após a cedência das armaduras) os incrementos de deslocamento na viga foram fortemente ampliados o que pode ser explicado, conforme se referiu atrás, pela perda de rigidez do sistema com a cedência das armaduras de aço.

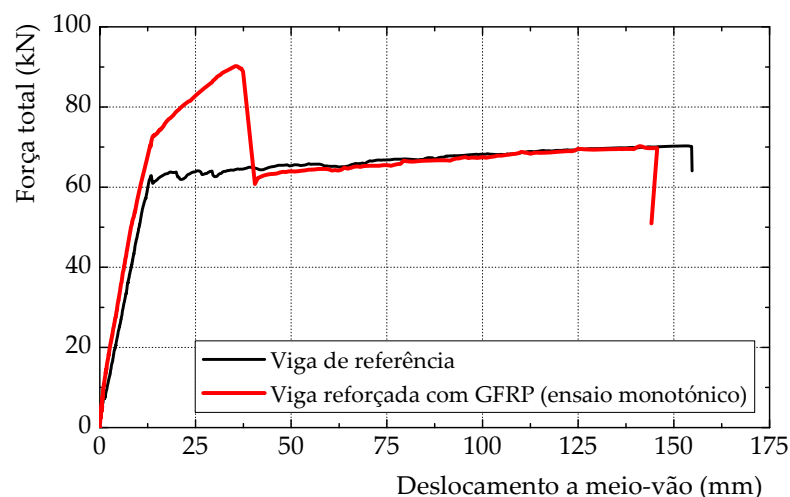


Figura 6.18: Diagrama força *vs.* deslocamento a meio-vão da viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico.

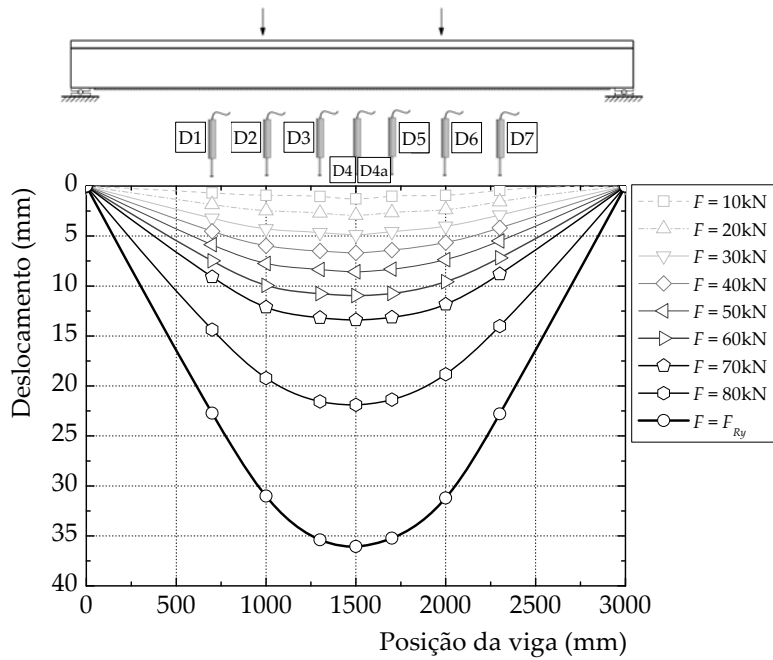


Figura 6.19: Deformada da viga exteriormente reforçada sob carregamento monotônico para diferentes níveis de carga.

As curvaturas determinadas a partir dos transdutores de deslocamento horizontais colocados na viga estão representadas graficamente na Figura 6.20. Os resultados evidenciam um acréscimo mais significativo das curvaturas após a cedência das armaduras de aço da viga de betão armado. Por baixo da aplicação da carga as curvaturas são maiores do que nas restantes regiões da viga devido à formação da rótula plástica. Relembre-se que a instabilidade proveniente do sinal do transdutor de deslocamento i1 (veja-se a Figura 6.4) condicionou a determinação da curvatura a meio-vão da viga.

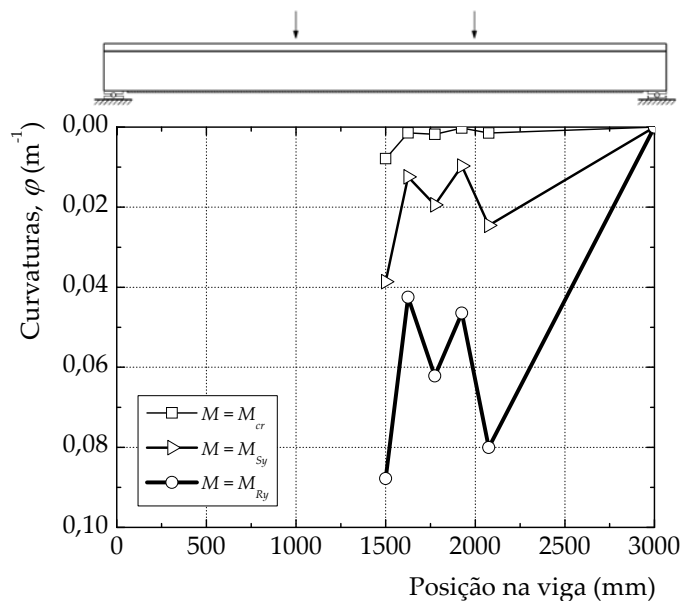


Figura 6.20: Curvaturas na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotônico para diferentes níveis de carga.

A Tabela 6.2 apresenta um resumo de vários parâmetros obtidos no ensaio da viga exteriormente reforçada com GFRP sob carregamento monotónico onde P_{Ry} corresponde à carga de ruptura da viga, M_{Ry} o momento flector para a carga P_{Ry} e δ_{Ry} o deslocamento verificado a meio-vão da viga quando o carregamento é P_{Ry} .

Tabela 6.2: Resumo dos resultados da viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico.

P_{cr} (kN)	M_{cr} (kNm)	δ_{cr} (mm)	P_{Sy} (kN)	M_{Sy} (kNm)	δ_{Sy} (mm)	P_{Ry} (kN)	M_{Ry} (kNm)	δ_{Ry} (mm)
8,0	4,0	0,8	72,6	36,3	13,9	90,2	45,1	36,1

A extensão máxima alcançada no compósito de GFRP foi de 0,91% nos extensómetros 11 e 15 colados ligeiramente ao lado do ponto de aplicação da carga e do ponto de meio-vão da viga, respectivamente. Denotando η_f como o coeficiente representativo do índice de aproveitamento do GFRP dado pela expressão

$$\eta_f = \frac{\varepsilon_{f,max}}{\varepsilon_{fm}} \times 100 \quad (6.7)$$

onde ε_{fm} é a extensão na ruptura do compósito de GFRP e $\varepsilon_{f,max}$ é a extensão máxima no ensaio, o ensaio monotónico revelou que apenas 41,4% da extensão de ruptura do compósito de GFRP foi utilizada, o que evidencia o desperdício de material usado. As tensões longitudinais verificadas no ensaio são por isso substancialmente mais baixas do que a tensão de ruptura do compósito de GFRP. A Figura 6.21 mostra as distribuições das tensões longitudinais na viga para diferentes níveis de carga podendo observar-se um maior desenvolvimento destas tensões na região de momento flector constante. Verifica-se ainda que as tensões longitudinais aumentaram mais significativamente após a cedência das armaduras de aço.

Relativamente às tensões de aderência, a Figura 6.22 mostra o desenvolvimento destas tensões verificando-se que o desenvolvimento mais significativo ocorre, à semelhança das tensões longitudinais, aquando da cedência das armaduras de aço. As maiores tensões de aderência ocorreram do lado do descolamento do compósito de GFRP e na região junto à aplicação de carga desse lado da viga. Entre os extensómetros 10 e 11, as tensões de aderência determinadas foram máximas alcançando-se os 2,42MPa. A obtenção destes resultados está ainda ligada ao maior número de extensómetros utilizados na parte esquerda da viga, permitindo realizar leituras mais precisas das tensões de aderência. O maior número de extensómetros permitiu ainda determinar maiores variações (positivas e negativas) das tensões de aderência determinadas no ensaio e que são representativas das fendilhações desenvolvidas na viga. A Figura 6.23 mostra o padrão da fendilhação na viga.

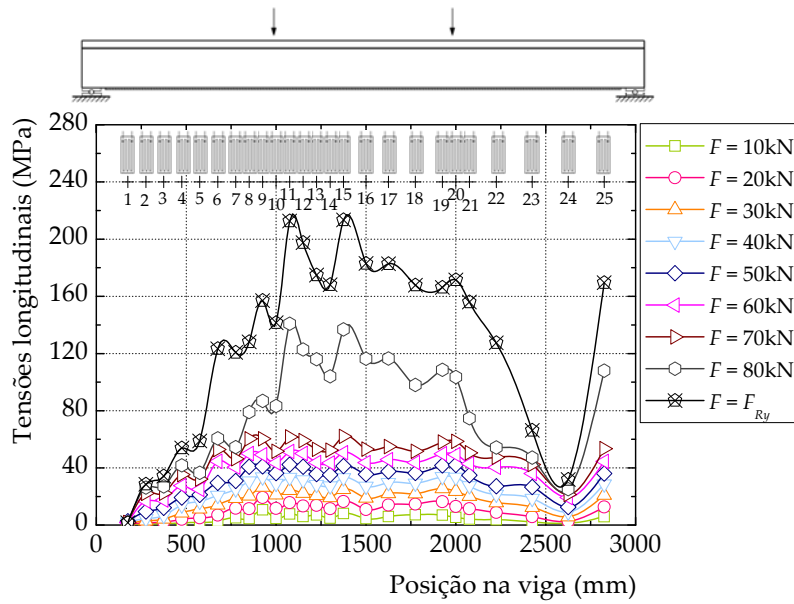


Figura 6.21: Distribuição das tensões longitudinais na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.

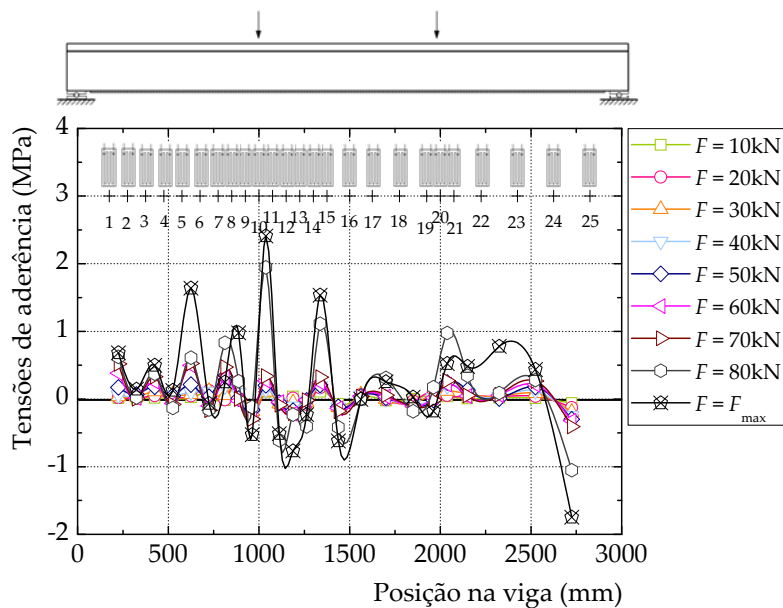


Figura 6.22: Distribuição das tensões de aderência na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.

A determinação das tensões normais na viga foi realizada a partir dos conceitos apresentados previamente no Sub-Capítulo 5.2 tendo-se idealizado para a viga 15 elementos finitos de comprimento variável entre si. Os comprimentos adoptados correspondem à distância entre extensómetros colados no GFRP. Os resultados mostram uma concentração de tensões normais de tracção na região de meio-vão da metade esquerda da viga. Na metade direita a não ocorrência de tensões normais de compressão significativas deveu-se ao baixo valor determinado da força transmitida ao compósito de GFRP a meio-vão da viga. Em contrapartida, junto aos apoios, a metade direita da viga registou uma tensão normal de compressão mais acentuada. Esta evidência

deveu-se ao facto de se ter mobilizado nessa região, significativas tensões de aderência negativas conforme se pode ver pela Figura 6.22. A Figura 6.24 permite verificar ainda que entre o meio-vão e as regiões junto aos apoios as tensões normais não se desenvolvem significativamente. No entanto, na metade esquerda da viga, as grandes variações verificadas nas tensões de aderência conduzem às variações das tensões normais calculadas e visíveis pela Figura 6.24.



Figura 6.23: Fendilhação observada na viga sob carregamento monotónico após a descolagem do compósito de GFRP.

O modo de ruptura da viga ficou caracterizado pelo destacamento de uma camada superficial de betão adjacente ao compósito de GFRP e que permaneceu em grande parte colada ao compósito conforme se pode observar pela Figura 6.25. Devido às fendilhações de flexão da viga de betão armado, a superfície inferior ficou, após o descolamento do GFRP, com um padrão de fendilhação em forma de escamas. A fendilhação apresentada pela viga é semelhante à fendilhação verificada na viga de referência.

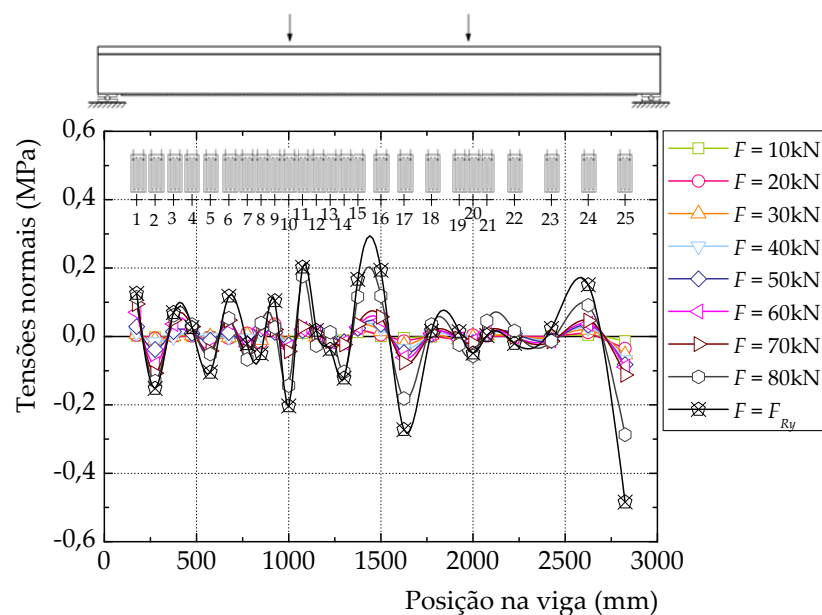


Figura 6.24: Distribuição das tensões normais na viga exteriormente reforçada sob carregamento monotónico para diferentes níveis de carga.



Figura 6.25: Modo ruptura no reforço de GFRP da viga sob carregamento monotónico.

6.4.3. Ensaio cíclico da viga em T de BA com 2 camadas de compósito de GFRP

Os ensaios cíclicos tiveram como intuito a análise do comportamento dos sistemas de reforço exterior com GFRP em vigas de betão armado mediante acções cíclicas de carga e descarga. Os efeitos dos ciclos sobre o desempenho da ligação GFRP/betão, nomeadamente problemas de fadiga, poderão introduzir alterações no desenvolvimento de tensões na ligação e que para tais circunstâncias conduzirão ao descolamento antecipado do GFRP.

Assim, idealizou-se uma história de carga que, por não existir procedimento regulamentar para o ensaio cíclico, foi baseada no deslocamento da ruptura (δ_{Ry}) a meio-vão da viga sob carregamento monotónico. Estabeleceu-se um primeiro grupo de três ciclos a $1/6$ de δ_{Ry} seguindo-se novo grupo de três ciclos para $2/6$ de δ_{Ry} até $n/6$ de δ_{Ry} . A concretização dos diversos ciclos foi feita de forma distinta para a fase de carga e descarga. Na fase de carga, impuseram-se deslocamentos constantes ao ritmo de $2,0\text{mm/min}$, enquanto que na fase de descarga realizou-se um controlo de força ao ritmo de $10,0\text{kN/min}$ tomando como limite inferior a carga de $3,0\text{kN}$ (a que correspondem rampas de carga e descarga com inclinação idêntica ao longo do tempo do ensaio). Mediante a necessidade de implementar esta história de carga, recorreu-se ao software Proteus como forma de automatizar todo o procedimento de ensaio idealizando-se um protocolo de ensaio. Durante o decorrer do ensaio, o descolamento brusco do compósito de GFRP da superfície de betão e a perda consequente de rigidez e capacidade de carga perturbou o sistema de controlo automático tendo-se registado um incremento significativo das deformações impostas à viga conforme se pode observar pela Figura 6.26. O ensaio foi propositadamente interrompido para segurança do equipamento e reiniciado posteriormente verificando-se que após o descolamento do compósito de GFRP a viga manteve a sua capacidade de carga como se não tivesse sido reforçada, tendo sido possível realizar diversos ciclos nesta fase (Figura 6.27).

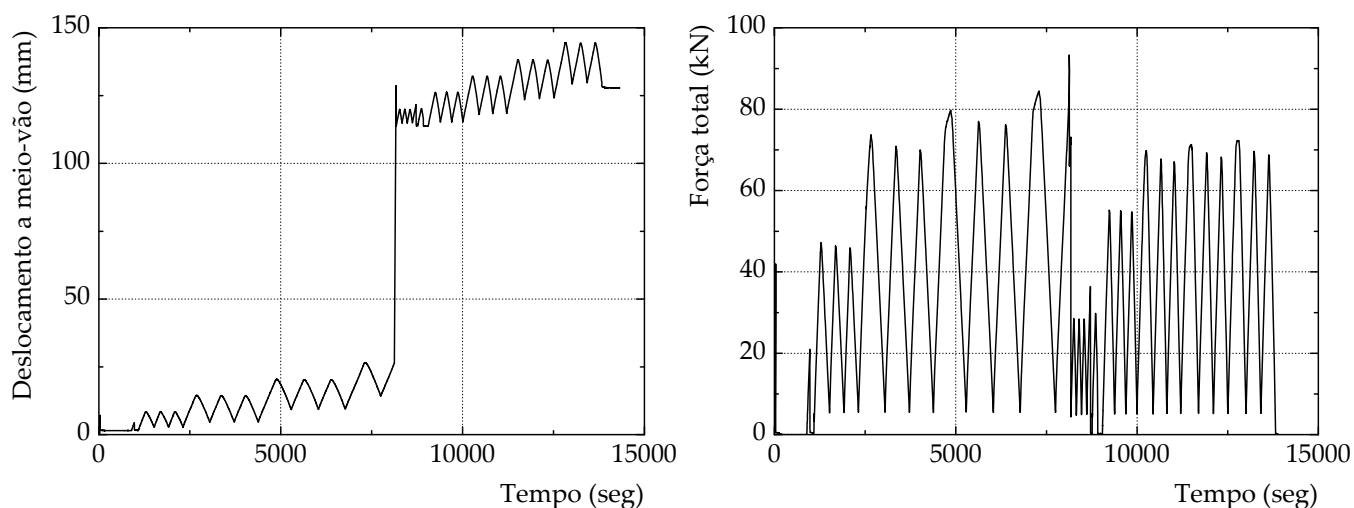


Figura 6.26: Protocolo do regime cíclico.

O comportamento da viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico está representado na Figura 6.27 onde se pode distinguir e identificar o diferentes ciclos efectuados durante o ensaio.

Apresenta-se na Tabela 6.3 um breve resumo dos resultados obtidos no ensaio cíclico.

Tabela 6.3: Resumo dos resultados da viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico.

P_{cr} (kN)	M_{cr} (kNm)	δ_{cr} (mm)	P_{Sy} (kN)	M_{Sy} (kNm)	δ_{Sy} (mm)	P_{Ry} (kN)	M_{Ry} (kNm)	δ_{Ry} (mm)
7,0	3,5	0,8	75,1	37,5	15,7	93,3	46,7	41,8

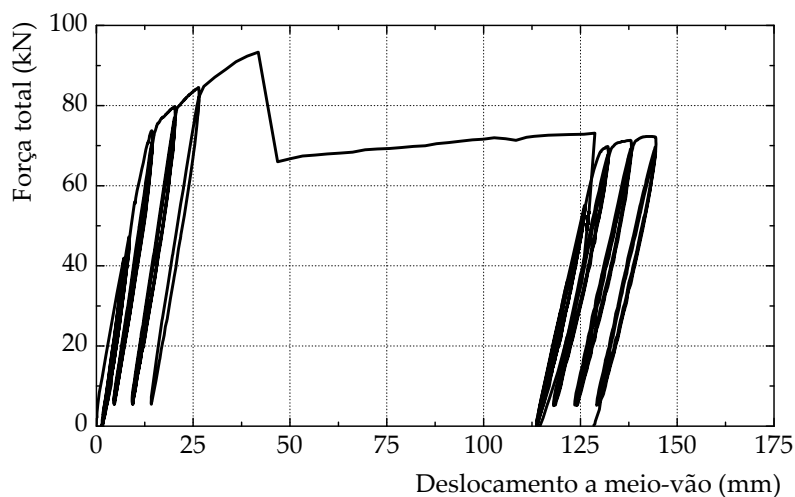


Figura 6.27: Diagrama força *vs.* deslocamento a meio-vão da viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico.

A extensão máxima obtida no compósito de GFRP foi de 1,10% no extensómetro 16a localizado a meio vão da viga (vide Figura 6.4). Na região situada por baixo da aplicação da carga pontual esquerda (extensómetros 10, 10a e 10b a 1,0m do apoio fixo), a

extensão máxima obtida foi 0,82%. Uma vez mais, o índice de aproveitamento do GFRP (η_f) foi baixo ficando-se em cerca de 50,0% da extensão de ruptura do compósito. Atendendo ao comportamento linear do GFRP, a tensão longitudinal máxima no extensómetro 16a foi de 258,2MPa. A Figura 6.28 mostra a evolução destas tensões ao longo de toda a superfície de colagem para níveis de carga correspondentes ao final de cada ciclo bem como para a carga de ruptura ou de descolamento do compósito de GFRP. Esta figura permite verificar ainda que o maior incremento das tensões longitudinais se regista após a cedência das armaduras da viga de betão armado.

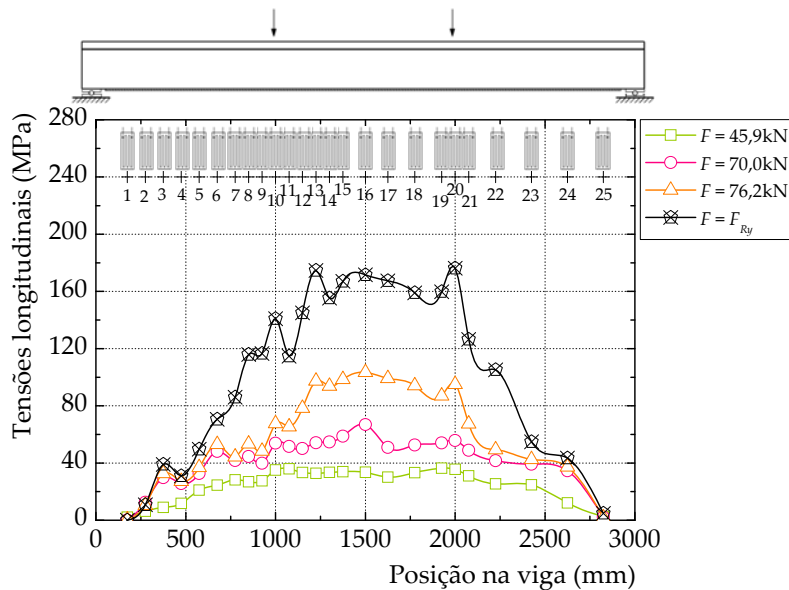


Figura 6.28: Distribuição das tensões longitudinais na viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico para diferentes níveis de carga.

A Figura 6.29 mostra o desenvolvimento das tensões de aderência ao longo de todo o comprimento de colagem distinguindo-se as diferentes curvas pelos níveis de carga relativos ao final de cada ciclo até à carga máxima correspondente à ruptura ou descolamento do compósito. As variações destas tensões podem ser explicadas novamente pelo desenvolvimento de fendas na viga de betão armado tendo-se registado uma tensão de aderência máxima de 1,94MPa entre os extensómetros 20 e 21 colados, respectivamente, abaixo do carregamento exterior direito e a 75mm para a direita do anterior.

As tensões normais calculadas para o comprimento de colagem revelaram uma concentração de tensões normais de compressão mais acentuada perto da região de meio-vão da viga de -0,32MPa. A Figura 6.30 apresenta as distribuições das tensões normais para níveis de carregamento exterior relativos ao final de cada ciclo realizado até à ruptura, incluindo-se também a distribuição calculada para a carga de ruptura da viga.

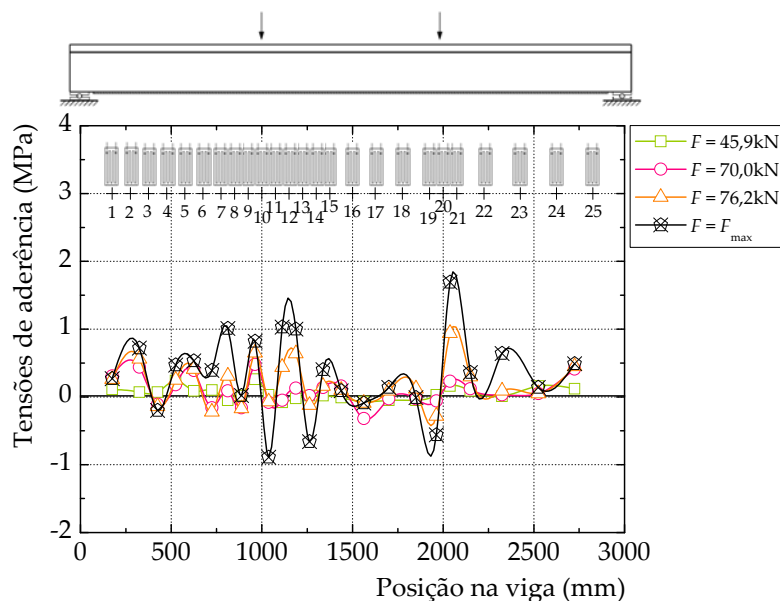


Figura 6.29: Distribuição das tensões de aderência na viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico para diferentes níveis de carga.

O modo de ruptura observado foi semelhante ao da viga sob carregamento monotónico, isto é, o destacamento do GFRP da viga de betão armado fez-se pelo destacamento de uma camada de betão em que uma boa parte de betão ficou ainda colada ao compósito conforme se mostra pela Figura 6.31. A superfície da viga que se encontrava colada ficou com uma superfície em forma de escamas sendo ainda o padrão de fendilhação devido, predominantemente, a fendas de flexão. A Figura 6.32 apresenta pormenores da fendilhação da viga sob carregamento cíclico. Contrariamente à viga sob carregamento monotónico, a descolagem do GFRP da viga sob carregamento cíclico deu-se pelo apoio simples da viga (pela metade direita da viga).

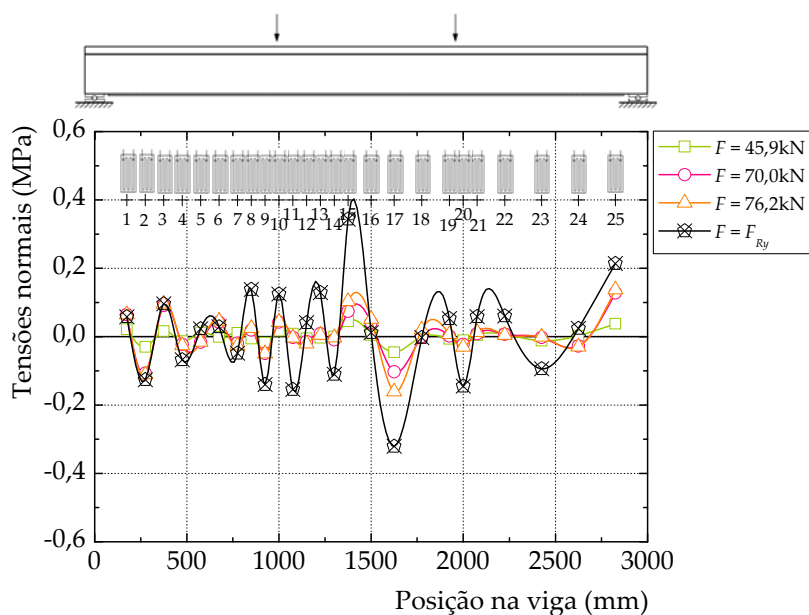


Figura 6.30: Distribuição das tensões normais na viga exteriormente reforçada sob carregamento cíclico para diferentes níveis de carga.



Figura 6.31: Modo ruptura no reforço de GFRP da viga sob carregamento cíclico.



Figura 6.32: Fendilhação observada na viga sob carregamento cíclico após a descolagem do compósito de GFRP.

6.5. Análise e interpretação de resultados

Neste sub-capítulo, serão analisados e interpretados os resultados obtidos nos ensaios das vigas de secção em T fazendo-se, sempre que possível, uma comparação com os resultados obtidos nos ensaios das vigas de secção rectangular apresentados no Capítulo 5. A extrapolação dos efeitos degradativos provenientes dos agentes ambientais agressivos à ligação GFRP/betão dos ensaios das vigas de secção rectangular para as vigas de secção transversal em T será ainda objecto de análise deste sub-capítulo.

6.5.1. Comportamento força *vs.* deslocamento

O comportamento de uma viga de betão armado exteriormente reforçada com compósitos de FRP está bastante documentado na literatura [8, 18, 129, 133, 189-192]. Neste comportamento, quatro fases distintas podem ocorrer na curva força *vs.* deslocamento e que se descrevem da seguinte forma: (i) fase de pré-fendilhação ou elástica (comportamento elástico de todos os materiais); (ii) fase de fendilhação (em que o betão está fendilhado e os restantes materiais estão em regime elástico); (iii) fase de

pós-fendilhação (em que apenas o compósito de FRP está em regime linear); e (iv) fase pós-ruptura (fase após o descolamento do compósito de FRP da superfície de betão em que a armadura de aço da viga de BA está em regime de plastificação). A Figura 6.33 mostra as quatro distintas fases do comportamento numa viga de BA exteriormente reforçada com compósitos de FRP onde se podem destacar quatro pontos notáveis (*A*, *B*, *C* e *D*) que limitam as quatro fases de comportamento da viga de BA.

Descrevem-se mais detalhadamente a seguir as quatro fases de comportamento numa viga de BA submetida à flexão.

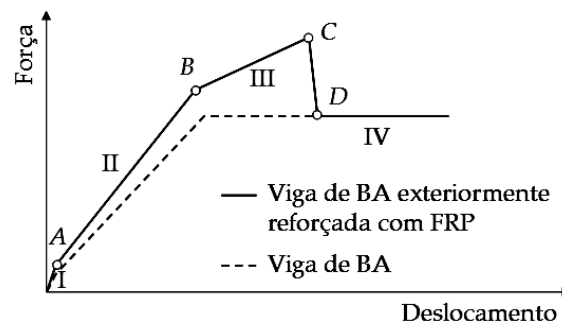


Figura 6.33: Comportamento típico de uma viga de betão armado exteriormente reforçada com FRP.

6.5.1.1. Fase I – Regime elástico

Nesta fase todos os materiais apresentam um comportamento elástico e linear. A análise das deformações de vigas pode ser realizada atendendo aos princípios básicos da elasticidade de vigas da Resistência de Materiais. O ponto *A* corresponde ao momento de fendilhação (Figura 6.33) e pode ser identificado a partir da expressão:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} \cdot I_g}{y_t} \quad (6.8)$$

onde I_g é o momento de inércia homogeneizada da secção não fendilhada, y_t corresponde à distância entre o centro da secção transversal até à fibra na tracção e M_{cr} o momento flector de fendilhação.

Atendendo a que as curvas força *vs.* deslocamento a meio vão não consideram os pesos próprios da viga e dos perfis metálicos usados para a aplicação das cargas, a carga correspondente à fendilhação nas vigas em T é superior ao valor observado nas curvas força *vs.* deslocamento a meio vão. O valor de cálculo do momento flector correspondente à fendilhação da viga de referência é de 4,7kNm que é igual ao observado (incluindo os pesos próprios) no ensaio da viga de referência. Nas vigas de BA com reforço exterior calculou-se, incluindo os pesos próprios, um momento de fendilhação médio de 6,1kNm que é 27,1% superior ao momento flector de fendilhação de cálculo da viga reforçada com GFRP cujo momento flector de fendilhação é de 4,8kNm. A Figura 6.34 mostra a transição da Fase I (regime elástico) para a Fase II (regime fendilhado) das vigas de BA.

6.5.1.2. Fase II – Regime de pós-fendilhação

Após a viga atingir o momento flector de fendilhação, a rigidez à flexão da viga diminui. Porém, por causa do compósito de FRP a rigidez da viga reforçada é superior à rigidez da viga não reforçada (veja-se a Figura 6.34). Este acréscimo de rigidez relativamente à viga não reforçada depende do tipo de compósito utilizado bem como da percentagem de reforço (área da secção transversal, A_f) de compósito utilizada ou, conforme verificado no trabalho experimental de Carvalho *et al.* [189], pelo tipo de solução de reforço adoptado (EBR e NSMR).

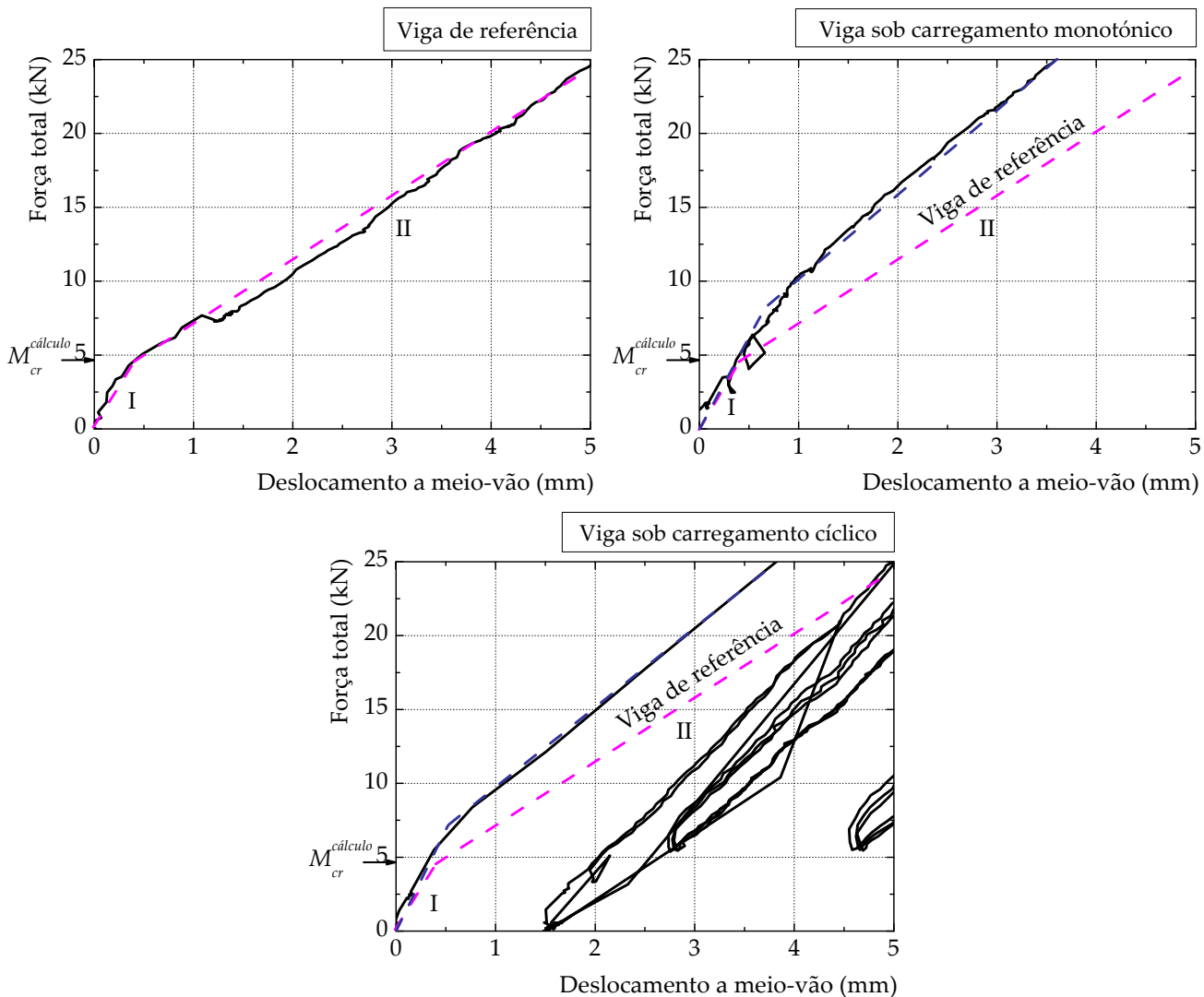


Figura 6.34: Transição da Fase I para a Fase II das vigas de secção transversal em T.

A determinação dos esforços na secção durante a Fase II é realizada por equilíbrio de forças na secção. Contudo, para a determinação das deformações durante a Fase II deve assumir-se a secção transversal da viga em estado fendilhado devido ao comportamento não linear do betão e podendo, posteriormente, considerar as equações elásticas. El-Mihilmy e Tedesco [192] referem que se pode recorrer ao conceito de momento de inércia efectivo (I_e) e que pretende ter em conta as regiões entre fendas onde o momento de inércia deve estar compreendido entre o momento de inércia da secção fendilhada

(I_{cr}) e o momento de inércia da secção não fendilhada (I_g). Assim, a melhor aproximação para definir o momento de inércia efectivo vem dada pela expressão:

$$I_e = I_{cr} \cdot \left[1 + \left(1 - \frac{M}{M_y} \right)^3 \right] \text{ com } M_{cr} \leq M \leq M_y \quad (6.9)$$

sendo

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + n_s \cdot A_{aço} \cdot (d-x)^2 + n_f \cdot A_f \cdot (d_f-x)^2 \quad (6.10)$$

$$M_y = E_c \cdot I_{cr} \cdot \varphi_y = \frac{f_{sy} \cdot I_{cr}}{n_s \cdot (d-x)} \quad (6.11)$$

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{d-x}, \quad n_s = \frac{E_s}{E_c} \text{ e } n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad (6.12)$$

onde d é a altura útil da secção; x é a altura da linha neutra da secção fendilhada; b é a largura da secção de betão comprimida; φ_y é a curvatura na cedência; ε_{sy} é a extensão na cedência da armadura de aço; f_{sy} é a tensão de cedência no aço; e E_c e E_s são o módulo de elasticidade do betão e do aço, respectivamente [192]. De acordo ainda com El-Mihilmy e Tedesco [192], a altura da linha neutra da secção fendilhada durante a Fase II pode ser calculada de acordo com a expressão:

$$x = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4 \cdot a_1 \cdot c_1}}{2a_1} \quad (6.13)$$

onde

$$a_1 = \frac{b}{2}, \quad b_1 = n_s \cdot A_{aço} + n_f \cdot A_f \text{ e } c_1 = -(n_s \cdot A_{aço} \cdot d + n_f \cdot A_f \cdot d_f) \quad (6.14)$$

A Fase II termina com a cedência das armaduras de aço da viga de betão armado que, no caso da viga de referência, ocorre para um momento flector de 31,5kNm. Calculando o momento flector na cedência de acordo com a expressão (6.11) obtém-se 31,0kNm. A presença do GFRP, permite, num dado patamar de carga, aliviar as forças de tracção na armadura de aço possibilitando a cedência destas armaduras para um nível carga maior. A viga submetida a carregamento monotónico atingiu a cedência das armaduras de aço (ponto B da Figura 6.33) para um momento flector de 36,3kNm, isto é, cerca de 16% superior à viga de referência. De acordo ainda com as expressões propostas por El-Mihilmy e Tedesco [192], o momento flector na cedência da viga reforçada com compósito de GFRP é de 35,5kNm (cerca de -2,2% do resultado experimental). O resultado obtido no ensaio cíclico de flexão foi semelhante ao ensaio monotónico tendo-se atingido a cedência das armaduras de aço para um momento flector de 37,5kNm (19% superior ao momento flector de cedência da viga de referência). Realce-se

a importância da quantificação destes pontos de cedência enquanto condicionantes de dimensionamento de situações reais nas quais a cedência das armaduras de aço limitam a utilização das estruturas.

6.5.1.3. Fase III – Regime de pós-cedência

A cedência das armaduras de aço proporciona à viga de BA exteriormente reforçada um ganho suplementar de resistência proporcionada pela presença do compósito. Deste modo, quanto maior for este patamar, maior ductilidade se consegue obter do sistema. De acordo com o trabalho de Carvalho *et al.* [189], vigas reforçadas com CFRP através da técnica NSRM conseguem alcançar uma ductilidade bastante superior quando comparadas com a técnica EBR. De facto, 78,6% da extensão de ruptura do CFRP foi mobilizada com a técnica NSRM enquanto que apenas 59,2% da extensão de ruptura do CFRP foi mobilizada na viga exteriormente reforçada (EBR) com CFRP. Comparativamente ao GFRP, a extensão de ruptura atingida foi apenas de 42,5% da extensão de ruptura produzida pelos ensaios de tracção dos provetes planos já descritos no Sub-Capítulo 3.6.

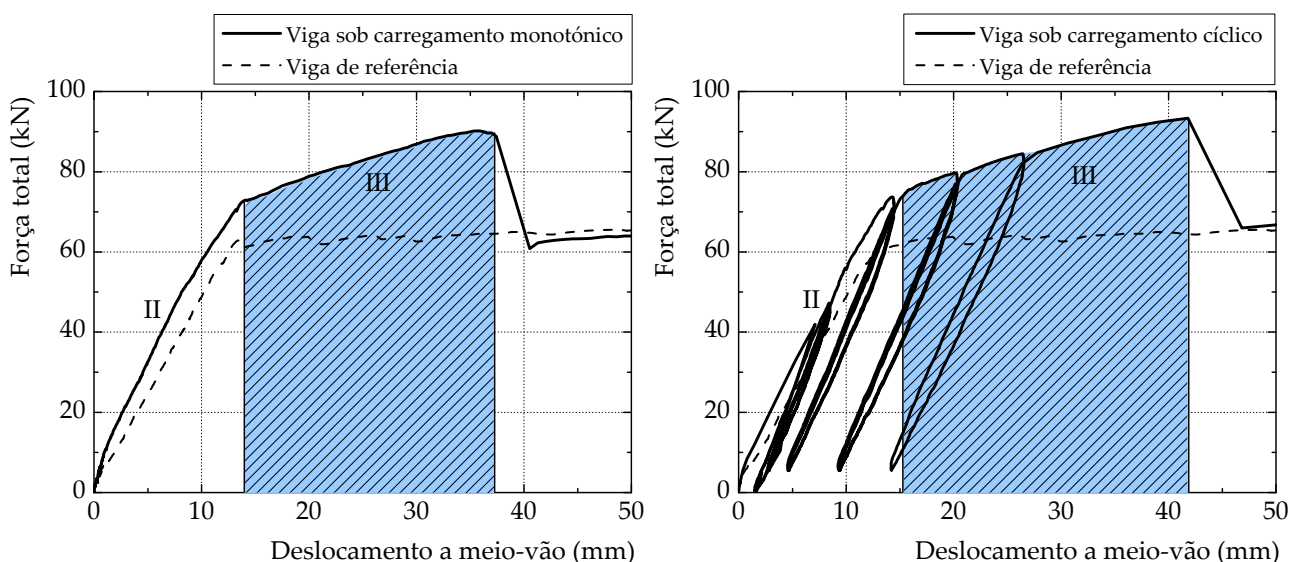


Figura 6.35: Fase III nas vigas exteriormente reforçadas com GFRP.

Para o cálculo das deformações nesta fase, El-Mihilmy e Tedesco [192] sugerem o cálculo com base na curvatura, através da interpolação linear entre a curvatura correspondente à cedência das armaduras de aço (φ_y) e a curvatura na ruptura (φ_u) (correspondente ao ponto de maior momento flector da viga no instante do descolamento do compósito de FRP) conforme se mostra pela Figura 6.36. As curvaturas na viga durante a Fase III podem assim ser determinadas a partir da expressão:

$$\varphi = \varphi_y + \frac{\frac{M}{M_y} - 1}{\frac{M_u}{M_y} - 1} \times (\varphi_u - \varphi_y) \quad (6.15)$$

onde M_y e φ_y são obtidos, respectivamente, a partir das expressões (6.11) e (6.12) e a curvatura φ_u calculada a partir da relação:

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \quad (6.16)$$

onde ε_{cu} é a extensão de compressão última no betão e a altura da linha neutra (x) pode ser calculada para a Fase III de acordo com a expressão (6.13) na qual os termos a_1 , b_1 e c_1 são agora calculados a partir das expressões:

$$a_1 = f_{cm} \cdot b, \quad b_1 = f_{sy} \cdot A_{aço} + 0,003E_f \cdot A_f \quad \text{e} \quad c_1 = -0,003E_f \cdot A_f \cdot d_f \quad (6.17)$$

Após a determinação da curvatura máxima na viga as deformações são determinadas a partir de uma análise elástica da viga em que o momento de inércia corresponde ao momento de inércia efectivo (I_e) é dado por:

$$I_e = \frac{M}{\varphi \cdot E_c} \quad (6.18)$$

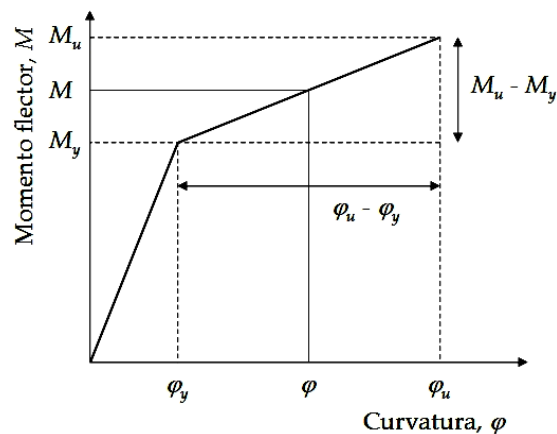


Figura 6.36: Idealização da relação momento-curvatura de vigas exteriormente reforçada com FRP segundo El-Mihilmy e Tedesco [192].

A Fase III termina com o descolamento do FRP da superfície de betão (ponto C da Figura 6.33) e que na viga submetida ao carregamento monotónico ocorreu para 45,0kNm. Comparativamente à viga de referência, obteve-se um acréscimo de momento flector resistente de cerca de 43%. A mesma ordem de grandeza foi também alcançada pela viga submetida a carregamento cíclico na qual se incrementou em 48% o momento flector na ruptura da viga. Porém, conforme já se referiu anteriormente, a percentagem de resistência mobilizada no GFRP foi bastante reduzida (cerca de 50% da extensão de ruptura do compósito de GFRP).

6.5.1.4. Fase IV – Regime de pós-ruptura

A ruptura correspondente à separação do compósito de GFRP da superfície de betão numa altura em que as armaduras de aço estão em regime plástico promove um comportamento equivalente ao comportamento da viga de referência após a cedência das armaduras.

Os dois ensaios das vigas exteriormente reforçadas permitiram ainda verificar que a aplicação de carregamento cíclico das cargas não introduziu diferenças significativas no desempenho global da viga. A maior diferença verificada foi na flecha máxima onde se registou um aumento de 16% na viga submetida a carregamento cíclico. A Figura 6.37 mostra a comparação entre as curvas força *vs.* deslocamento a meio-vão das vigas exteriormente reforçadas com GFRP.

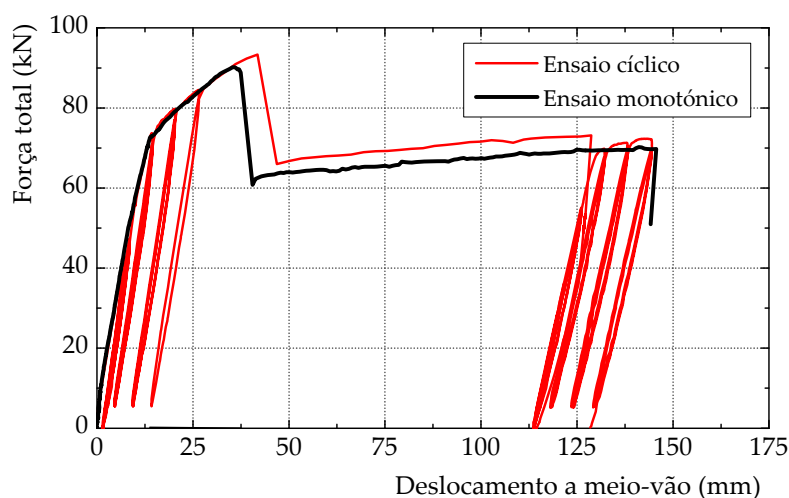


Figura 6.37: Comparação do comportamento força *vs.* deslocamento a meio-vão entre as vigas exteriormente reforçadas com GFRP.

A Figura 6.38 mostra os diagramas força total *vs.* deslocamentos a meio-vão obtidos a partir da metodologia apresentada por El-Mihilmy e Tedesco [192]. Os resultados mostram uma boa aproximação aos observados experimentalmente. Porém, realce-se os menores deslocamentos observados na viga de referência bem como na cedência das armaduras da viga reforçada com compósitos de GFRP sob carregamento monotónico.

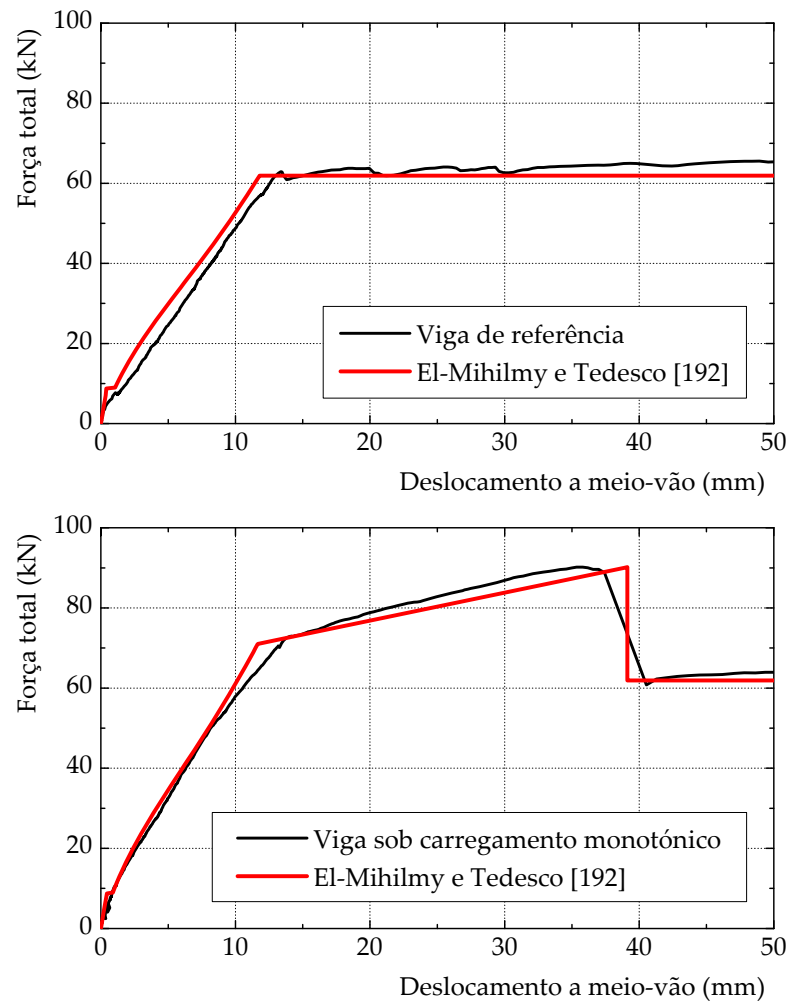


Figura 6.38: Comparação do comportamento força *vs.* deslocamento a meio-vão entre as vigas exteriormente reforçadas com GFRP.

6.5.2. Deslocamentos

O registo das deformações ao longo do comprimento das vigas permite obter informação relevante relativamente ao comportamento global dos sistemas. Deste modo, no presente sub-capítulo faz-se a comparação entre as vigas ensaiadas realçando-se ainda os resultados obtidos com base no trabalho de El-Mihilmy e Tedesco [192].

Os deslocamentos da viga no momento da fendilhação representada pelo ponto A da Figura 6.33, podem ser calculados a partir de equações elásticas. Os resultados experimentais evidenciam que os erros relativos máximos cometidos para os deslocamentos a meio-vão da viga de referência são de 19,0% na fendilhação do betão e de 14,1% na cedência das armaduras de tracção. Nas vigas exteriormente reforçadas os maiores erros obtidos para o deslocamento a meio-vão da viga foi de 16,1% aquando da cedência das armaduras.

A estimativa da deformada da viga de betão armado no momento do descolamento do compósito de GFRP da viga de betão armado (ponto C da Figura 6.33) com base nas expressões de El-Mihilmy e Tedesco [192] proporcionaram os menores

erros. A pouca diferença na carga de ruptura entre as vigas sob carregamento monotónico e sob carregamento cíclico levaram a erros similares.

Os resultados obtidos, permitiram validar a metodologia apresentada no trabalho de El-Mihilmy e Tedesco [192], onde os autores obtiveram desvios máximos na ordem dos 20% entre os ensaios encontrados na literatura e os estimados pelas expressões anteriormente apresentadas. A Figura 6.39 apresenta as três fases distintas dos ensaios das vigas de betão armado comparando-se com as deformadas estimadas em cada uma dessas fases.

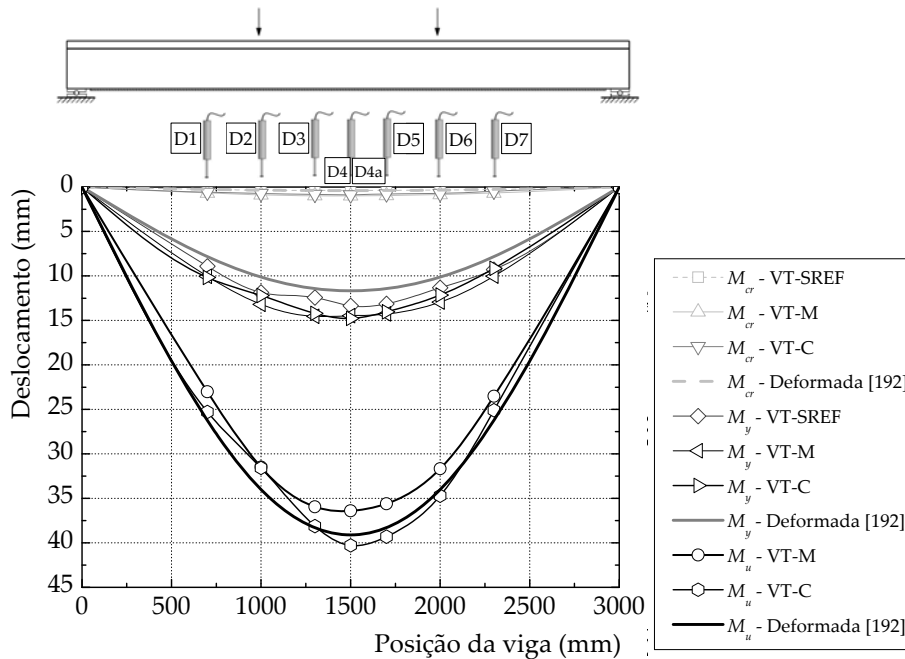


Figura 6.39: Comparação das deformadas entre as vigas de secção transversal em T.

6.5.3. Extensões no compósito de GFRP

As extensões no compósito de GFRP na ruptura são muito superiores às verificadas nos ensaios de corte. Estes resultados estão de acordo com as justificações apresentadas por Chen *et al.* [193] e Teng *et al.* [194]. De acordo com estes autores, o processo de descolamento do compósito de FRP entre duas fendas consecutivas numa viga de betão armado proporciona o aumento da extensão no compósito. Assumindo que a distância entre fendas consecutivas é duas vezes superior ao comprimento de transferência, o aumento das extensões no compósito de FRP verificadas por aqueles autores é explicado da forma que se segue:

- (i) numa primeira fase, as forças transmitidas ao compósito de FRP proporcionam um desenvolvimento de tensões de aderência na interface em que as tensões de aderência máximas se localizam junto às fendas (veja-se a Figura 6.40);
- (ii) o aumento do carregamento na viga provoca o desenvolvimento das tensões de aderência na interface em sentidos opostos ao das forças aplicadas ao compósito de FRP. Quando na fenda cuja força no FRP corresponde à máxima força transmitida

ao FRP o processo de descolamento inicia-se (Ponto *A* da Figura 6.40). Nesta fase estabelece-se a equação de equilíbrio:

$$F_1 = \int \tau_{f1} \cdot b_f dx + \alpha \cdot F_2 - \int \tau_{f2} \cdot b_f dx \quad (6.19)$$

onde τ_{f1} e τ_{f2} são as tensões de aderência devidas às forças F_1 e F_2 respectivamente e α é a relação entre as forças transmitidas ao compósito de FRP em cada uma das fendas determinada com base no diagrama de momentos flectores da viga. Note-se que ao iniciar-se o descolamento do compósito de FRP pela fenda esquerda da Figura 6.39, a força instalada na fenda da direita manter-se-á constante;

- (iii) o processo de descolamento do compósito de FRP vai-se propagando da esquerda para a direita e o diagrama das tensões de aderência relativas à força máxima transmitida ao compósito de FRP vai-se deslocando para a extremidade direita até ao ponto em que a interface FRP/betão deixa de ter uma região indeformada, isto é, sem qualquer desenvolvimento de tensões de aderência;
- (iv) a partir deste momento, as tensões de aderência desenvolvidas na interface devido à força F_2 diminuem até atingirem um valor nulo. Nesta ocasião, o equilíbrio das forças no compósito de FRP é estabelecido de acordo com a equação de equilíbrio:

$$F_1 = \int \tau_{f1} \cdot b_f dx + \alpha \cdot F_{\max} \quad (6.20)$$

onde F_{\max} é a máxima força transmitida ao compósito de FRP. Comparando as expressões (6.19) e (6.20) verifica-se um aumento da força transmitida ao compósito de FRP (troço *BC* da Figura 6.40);

- (v) na ruptura, a expressão (6.20) pode ser reescrita sob a forma da expressão:

$$F_1 = F_{\max} \cdot (1 + \alpha) \quad (6.21)$$

uma vez que a distribuição das tensões τ_{f1} corresponde à máxima força transmitida ao compósito de FRP num ensaio de aderência, F_{\max} (ponto *C* da Figura 6.40) em que o comprimento de colagem é superior ao comprimento de transferência;

- (vi) a translação do diagrama de tensões de aderência só termina quando as forças instaladas nas fendas se igualarem, isto é, quando toda a superfície inicialmente colada ao betão se destacar completamente da superfície de betão. Assim, após se ter atingido o Ponto *C* da Figura 6.40, a força F_1 tende agora a baixar até ao valor da força F_2 correspondente ao início do processo de descolamento do compósito de FRP (Ponto *A* da Figura 6.40). No momento em que as forças se igualarem, isto é, quando se dá a perda total de aderência entre o betão e o compósito de FRP, o deslizamento associado à força F_1 será o mesmo verificado para F_2 quando F_1 atingiu o valor máximo pelo que, os Pontos *A* e *D* da Figura 6.40 deverão apresentar um deslizamento semelhante.

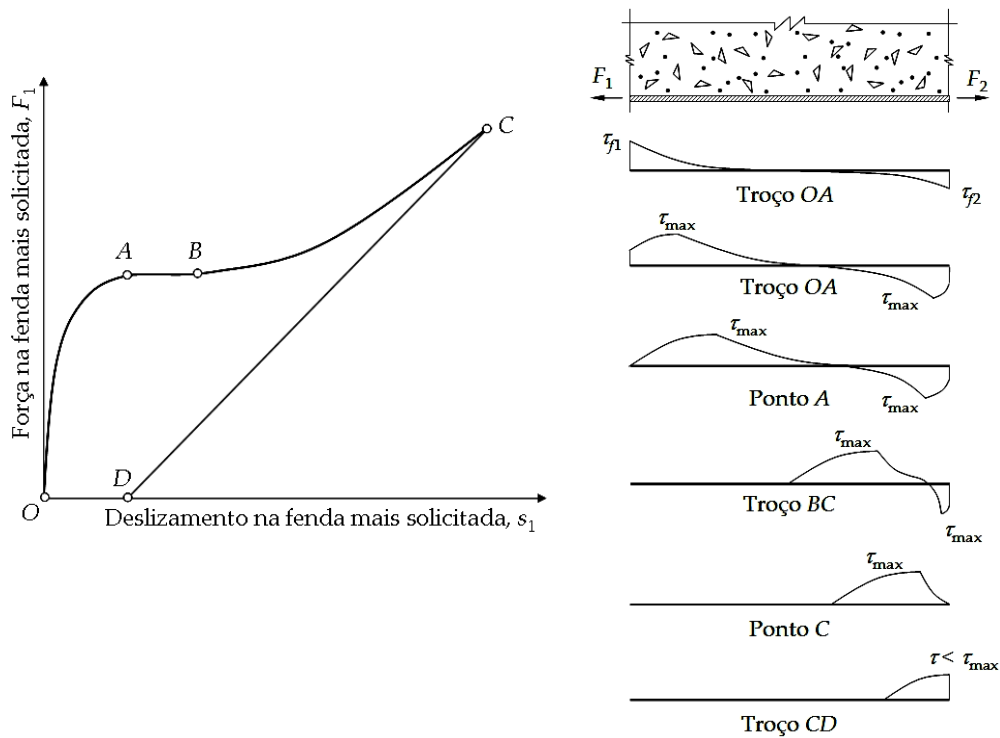


Figura 6.40: Distribuição das tensões de aderência na interface FRP/betão em diferentes estágios do processo de descolamento do FRP e respectiva relação com o gráfico força *vs.* deslizamento.

Note-se que no caso do espaçamento médio entre fendas ser inferior ao comprimento de transferência, a expressão (6.21) deve ser multiplicada por um dos parâmetros propostos por Neubauer e Rostásy [115] ou por Teng e Chen *et al.* [105] conforme as expressões:

$$F_1 = F_{\max} \cdot (1 + \alpha) \cdot \frac{s_{rm}}{L_t} \cdot \left(2 - \frac{s_{rm}}{L_t} \right) \quad (6.22a)$$

$$F_1 = F_{\max} \cdot (1 + \alpha) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{s_{rm}}{L_t}\right) \quad (6.22b)$$

Particularizando para o caso das vigas de secção transversal em T ensaiadas, o parâmetro $1+\alpha$ é igual a 1,786 e o espaçamento médio entre fendas é de 214mm (expressão (6.6)). A extensão máxima calculada para as vigas de secção transversal em T vem dada por:

$$\varepsilon_1 = 1,786 \cdot \varepsilon_{f,\max} = 1,150\% \quad (6.23)$$

em que o valor da extensão máxima no compósito de GFRP ($\varepsilon_{f,\max}$) foi assumida a média das extensões máximas nos ensaios de aderência das vigas de secção rectangular, ou seja, 0,644% (parâmetro A da Tabela 5.12).

Comparativamente aos resultados experimentais e cujos valores estão na Tabela 6.4 para diferentes fases de ensaio, constata-se que a expressão (6.23) tem boa concordância com os resultados experimentais na ruptura.

Tabela 6.4: Extensões máximas no GFRP.

Viga	Ensaio	Fase de ensaio	$\varepsilon_{f,max}$ (%)
VT-M	Monotónico	Fendilhação	0,02
		Cedência	0,29
		Ruptura	0,91
VT-C	Cíclico	Fendilhação	0,06
		Cedência	0,44
		Ruptura	1,10

6.5.4. Estimativa dos efeitos do envelhecimento acelerado

No dimensionamento de uma viga de BA exteriormente reforçada com compósitos de FRP é necessário quantificar a extensão máxima que o compósito de FRP consegue desenvolver até à separação do compósito de FRP da superfície de betão. Este valor tem alguma variabilidade como se tem mostrado e no caso dos ensaios apresentados não chegou a ultrapassar os 50% da extensão de ruptura do compósito de GFRP o que, se torna uma das grandes desvantagens deste tipo de reforço. Neste sentido, a adopção de sistemas adicionais de ancoragem poderão ser úteis para atenuar este problema.

No dimensionamento à flexão de sistemas de FRP, a metodologia de cálculo mais simples reside em equilibrar a secção mais solicitada fixando a extensão máxima que o compósito de GFRP consegue desenvolver. No entanto, a falta de critérios que possam definir com precisão a extensão máxima absorvida pelo compósito de FRP, torna esta metodologia difícil de seguir. Quando se pretende introduzir os efeitos dos envelhecimentos que a ligação FRP/betão fica sujeita, fica ainda mais complicada a tarefa de quantificar a extensão máxima no compósito de FRP. Propõe-se a seguir um critério para o cálculo das extensões máximas no compósito de GFRP nas diferentes situações de envelhecimento estudadas.

Com base nos ensaios experimentais realizados e assumindo a expressão da extensão máxima no compósito de FRP definida pela combinação entre as expressões (4.15) e (4.20) e que, respectivamente, se reescrevem a seguir:

$$F_{\max} = \begin{cases} b_f \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \kappa \cdot (2 - \kappa) \cdot b_f \sqrt{2G_F^{II} \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (6.24)$$

e

$$\varepsilon_{f,\max} = \frac{F_{\max}}{b_f \cdot E_f \cdot t_f} \quad (6.25)$$

pode escrever-se a expressão:

$$\varepsilon_{f,\max} = \begin{cases} \sqrt{\frac{2G_F^{II}}{E_f \cdot t_f}} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \kappa \cdot (2 - \kappa) \cdot \sqrt{\frac{2G_F^{II}}{E_f \cdot t_f}} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (6.26)$$

Se se multiplicar e dividir ao mesmo tempo na raiz quadrada da expressão (6.24) pelo comprimento de transferência (L_t) resulta a expressão:

$$\varepsilon_{f,\max} = \begin{cases} L_t^{0,5} \cdot \sqrt{\frac{2}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{G_F^{II}}{L_t}} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ L_t^{0,5} \cdot \kappa \cdot (2 - \kappa) \cdot \sqrt{\frac{2}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{G_F^{II}}{L_t}} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (6.27)$$

Desta forma, a extensão máxima no FRP fica em função da relação entre a energia de fractura e o comprimento de transferência. Conforme se fez referência no Sub-Capítulo 4.6 esta relação pode ser calculada de acordo com a expressão (4.22) que se reescreve:

$$\frac{G_F^{II}}{L_t} = \frac{(0,02 - \chi) \cdot f_{ctm}}{\left[1 + \left(\frac{(0,02 - \chi) \cdot f_{ctm}}{3 \cdot \chi}\right)^{1/2}\right]^2} + \chi \cdot f_{ctm} \quad (6.28)$$

em que $\chi=1/2000$ e o comprimento de transferência calculado de acordo com:

$$L_t = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}} \quad (6.29)$$

sugerindo-se que $c_2=0,8$ no caso da ligação GFRP/betão [65].

Considerando o processo de descolamento do compósito de FRP exposto no sub-capítulo anterior, as extensões máximas no GFRP numa viga de BA deverão ser calculadas com base na expressão:

$$\varepsilon_{f,\max} = \begin{cases} L_t^{0,5} \cdot \sqrt{\frac{2}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{G_F^{II}}{L_t}} \cdot (1 + \alpha) & \text{se } \kappa \geq 1 \\ L_t^{-0,5} \cdot \sqrt{\frac{2}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{G_F^{II}}{L_t}} \cdot (1 + \alpha) \cdot s_{rm} \cdot \left(2 - \frac{s_{rm}}{L_t}\right) & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (6.30)$$

em que se considera que o espaçamento médio entre fendas (s_{rm}) é igual ao comprimento de colagem (L_b). O efeito dos envelhecimentos na extensão máxima no compósito de GFRP para os diferentes tipos de envelhecimento são traduzidos em função do

parâmetro a apresentado na Tabela 4.6 para tensão normal nula. No caso sem qualquer tipo de envelhecimento, este parâmetro deve ser considerado unitário. Note-se por último que o módulo de elasticidade do GFRP deverá ser também afectado de acordo com os índices de retenção (i_{E_f}) determinados no Sub-Capítulo 3.8.2 nas Tabelas 3.17 a 3.20. Assim, a expressão (6.26) pode ser reescrita sob a forma:

$$\varepsilon_{f,\max} = \begin{cases} \beta_v \cdot L_t^{0,5} \cdot \sqrt{\frac{2}{i_{E_f} \cdot E_f \cdot t_f} \cdot a \cdot \frac{G_F^{II}}{L_t} \cdot (1 + \alpha)} & \text{se } \frac{s_{rm}}{L_t} \geq 1 \\ \beta_v \cdot L_t^{-0,5} \cdot \sqrt{\frac{2}{i_{E_f} \cdot E_f \cdot t_f} \cdot a \cdot \frac{G_F^{II}}{L_t} \cdot (1 + \alpha)} \cdot s_{rm} \cdot \left(2 - \frac{s_{rm}}{L_t}\right) & \text{se } \frac{s_{rm}}{L_t} < 1 \end{cases} \quad (6.31)$$

onde β_v é um parâmetro que pretende ajustar as extensões que se obtiveram nos ensaios de corte simples com as que se obtiveram nas vigas de secção rectangular. As extensões máximas nas vigas de secção rectangular foram aproximadamente 57% superiores às obtidas nos ensaios de corte simples (compare-se as Tabelas I.13 e 5.12) pelo que, se assume $\beta_v = 1,57$ no caso dos ensaios à flexão e $\beta_v = 1,00$ no caso dos ensaios de corte; e a é obtido a partir das expressões:

$$\frac{a}{a_{0,REF}} = 4,66 \cdot \sigma_L + 1 \quad (\text{sem envelhecimento}) \quad (6.32a)$$

$$\frac{a}{a_{0,NS}} = 5,30 \cdot \sigma_L + 1 \quad (\text{ciclos de nevoeiro salino}) \quad (6.32b)$$

$$\frac{a}{a_{0,MAR}} = 3,90 \cdot \sigma_L + 1 \quad (\text{ciclos de marés}) \quad (6.32c)$$

$$\frac{a}{a_{0,TV}} = 5,68 \cdot \sigma_L + 1 \quad (\text{ciclos de temperatura: } +7,5^\circ\text{C a } +47,5^\circ\text{C}) \quad (6.32d)$$

$$\frac{a}{a_{0,GD}} = 5,23 \cdot \sigma_L + 1 \quad (\text{ciclos de temperatura: } -10^\circ\text{C a } +30^\circ\text{C}) \quad (6.32e)$$

que foram obtidas por regressão linear dos resultados experimentais com σ_L igual a 0,0MPa, 0,5MPa e 1,0MPa para os diferentes tipos de envelhecimento estudados (sub-índice j). Note-se que o termo $a_{0,j}$ corresponde ao valor determinado nos ensaios de corte sem qualquer imposição de tensões normal para os diferentes tipos de envelhecimentos conforme se apresentou anteriormente na Tabela 4.6. A Tabela 6.5 apresenta o resumo destes valores.

Tabela 6.5: Valores de $a_{0,j}$.

Tipo de envelhecimento	j	$a_{0,j}$
Referência	<i>REF</i>	1
Ciclos de nevoeiro salino	<i>NS</i>	0,995
Ciclos de marés	<i>MAR</i>	1,108
Ciclos de temperatura: +7,5°C a +47,5°C	<i>TV</i>	0,840
Ciclos de temperatura: -10°C a +30°C	<i>GD</i>	1,025

Os gráficos da Figura 6.41 comparam as extensões máximas obtidas experimentalmente com as extensões calculadas de acordo com a expressão (6.31). Os resultados evidenciam uma precisão (com o quadrado do coeficiente de correlação de Pearson $R^2=0,8697$) maior nos ensaios de corte simples. Os ciclos de nevoeiro salino apresentam dois valores com erros superiores as 40%. O primeiro, às 3000 horas de exposição e com 0,5MPa de tensão normal de compressão e o segundo às 10000 horas de exposição e no qual se submeteu a ligação a uma tensão normal de compressão de 1,0MPa. Em termos gerais, e considerando todos os ensaios realizados (de corte duplo, de vigas de secção rectangular e de secção em T), os erros provenientes da linha de tendência são de apenas 2,4%.

Refira-se apenas que as vigas de secção transversal em T não foram realizados ensaios experimentais com envelhecimentos acelerados pelo que, o gráfico destes ensaios apenas se refere aos ensaios de referência realizados (monotónico e cíclico).

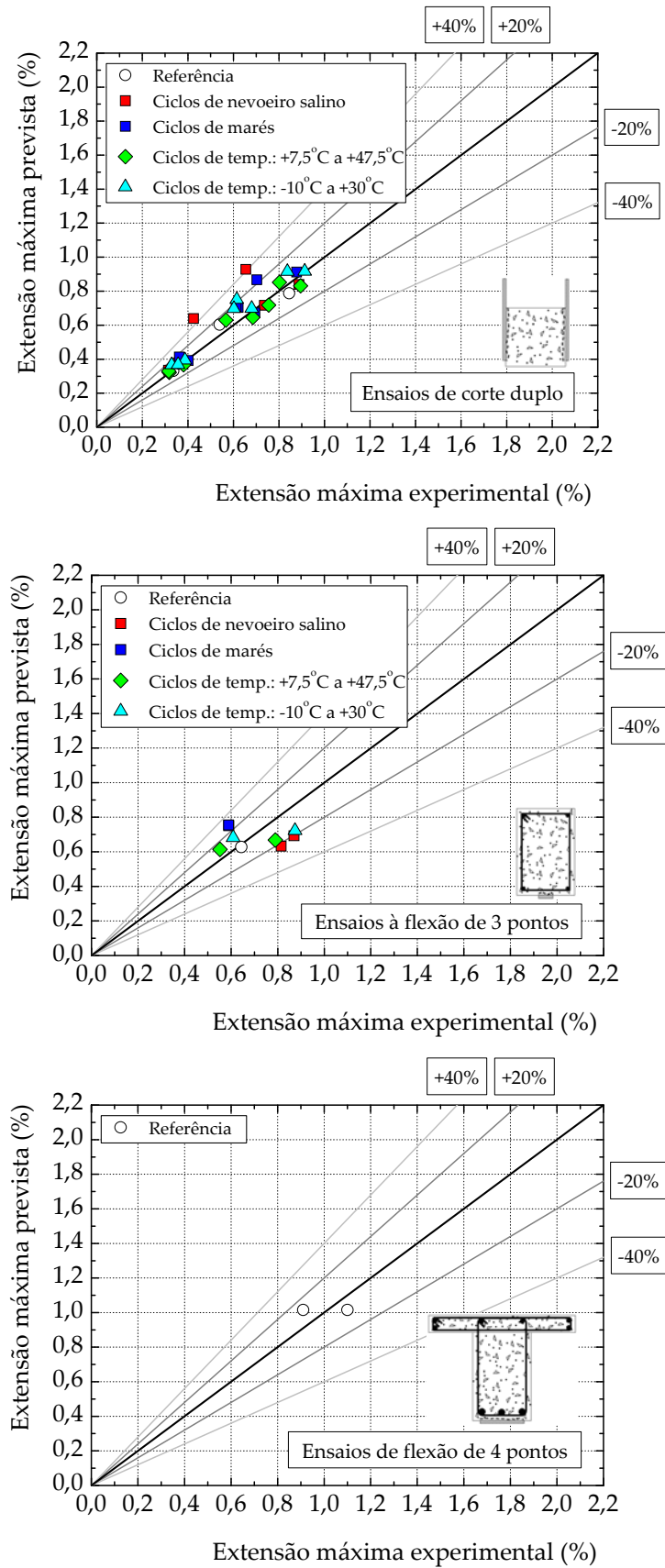


Figura 6.41: Comparação entre as extensões máximas experimentais e as calculadas a partir da expressão (6.26).

Capítulo 7

Modelação computacional

7.1. Introdução

A modelação computacional dos ensaios realizados teve como suporte o programa de cálculo automático ATENA (*Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis*) [121]. O ATENA é um software para análise não linear baseado em três partes básicas recorrendo a: (i) técnica dos elementos finitos; (ii) modelos constitutivos; e (iii) métodos de solução não linear. Estas três componentes permitem ao ATENA desenvolver soluções aproximadas às situações reais.

Os elementos finitos tridimensionais usados na modelação são do tipo sólido com 8 nós a 20 nós sendo os elementos tipo *shell* os de 20 nós. A malha de elementos finitos (EF) é gerada automaticamente. A superfície de contacto entre dois elementos cujas malhas são distintas não precisam de coincidir uma vez que o ATENA utiliza o Método *Master-Slave* no qual os graus de liberdade do elemento *Slave* é cinematicamente dependente dos graus de liberdade do elemento *Master*. Adicionalmente, estes contactos podem assumir deslocamentos relativos entre elementos e que se explicará mais detalhadamente em 7.4.

O processo de aplicação das cargas no ATENA é feito através da imposição de deslocamentos constantes dependente duma história de carga realizada passo-a-passo sendo usado o Método de Newton-Raphson na resolução das equações não lineares de cada passo. A história de carga é interrompida quando as tolerâncias para as variações de deslocamentos ou/e forças entre iterações num determinado passo não são respeitadas.

Os modelos constitutivos para a modelação dos materiais disponíveis no ATENA são de grande variedade tendo-se utilizado nos diferentes elementos da modelação dos ensaios os seguintes modelos:

- (i) modelo elástico e linear isotrópico: utilizado nas chapas metálicas de reacção e de aplicação de cargas. Este modelo serviu também de base ao compósito de GFRP;
- (ii) modelo multilinear e uniaxial: utilizado nos varões de aço e cuja definição sob ensaios cíclicos recorre ao modelo de Menegotto e Pinto;

- (iii) modelo de interface: utilizado na modelação de contactos não rígidos entre dois materiais e cujos elementos finitos têm por base o critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- (iv) modelo não linear para modelação do comportamento do betão: este modelo tem por base todos os aspectos importantes do comportamento real do material quer sob tracção quer sob compressão [195]. O ATENA permite ainda modelar o betão a partir de três modelos distintos: (i) modelo de fendas em banda baseado na energia de fractura; (ii) combinação de (i) com um modelo de fractura plástica sem associação de plasticidade; e (iii) modelo microplano. Os modelos utilizados no âmbito desta dissertação recorrem aos modelos não lineares de fractura do betão que modelam a fendilhação introduzindo o conceito da *Fracture Process Zone* (FPZ) com recurso a uma banda na qual se distribui a fenda e cuja abertura se baseia na energia de fractura.

Neste Capítulo faz-se uma breve apresentação dos principais conceitos envolvidos no modelo não linear utilizado na modelação dos elementos de betão. É apresentada toda a modelação realizada dos provetes de corte duplo e das vigas de secção rectangular e de secção em T ensaiadas. Os resultados são comparados com os experimentais incluindo-se os ensaios sujeitos a ciclos de envelhecimento acelerado. Finalmente, apresenta-se uma análise paramétrica envolvendo diversos parâmetros que podem influenciar o desempenho da ligação GFRP/betão.

7.2. Modelo de fendas em banda baseado na energia de fractura

O modelo constitutivo básico do ATENA baseia-se no conceito da distribuição contínua de fendas (*Smearred Crack*). O conceito de isotropia e ortotropia no betão fica estabelecido, respectivamente, para betões não fendilhados e fendilhados e os eixos do material de betão fendilhado, os eixos ortotrópicos, podem ser definidos por dois modelos. Estes modelos de fendilhação são designados por: (i) modelo fixo; e por (ii) modelo rotativo. No modelo rotativo, a direcção da fendilhação coincide sempre com a direcção das extensões principais. Já no modelo fixo, a direcção da fendilhação e dos eixos do material ficam definidos pela direcção da tensão principal no início da fendilhação. Esta direcção é fixa e não pode ser alterada com o decorrer da análise do modelo computacional em estudo. Uma diferença importante entre estes dois modelos reside concretamente no modelo de corte no plano da fenda. Assim, no modelo fixo, a rotatividade do campo de extensões gera tensões de corte no plano da fenda pelo que, o modelo de corte estabelecido para este tipo de fendilhação torna-se importante. Já no caso do modelo rotativo, as fendas ao se adaptarem às extensões principais fazem com que o plano da fenda nunca apresente tensões de corte pelo que, o modelo de corte inserido no modelo fixo deixa de ter significado [195]. Apesar desta diferença significativa em ambos os modelos, a fendilhação é, em ambos, iniciada quando se atinge a tensão de tracção última do material e é distribuída uniformemente pelo volume do material.

7.2.1. Modelo de fendilhação fixo

Este modelo baseia-se nos trabalhos de Darwin e Pecknold de 1974 [196] e de Červenka de 1985 [197]. Neste modelo, a direcção da fendilhação é dada pela direcção das tensões principais no momento em que se dá o início da fendilhação. Com o incremento das sollicitações, esta direcção permanece fixa e representa o eixo do material ortotrópico.

Inicialmente, supondo um comportamento isotrópico do material, os eixos das tensões e extensões principais coincidem. Após a fendilhação do material é-lhe introduzida ortotropia. O eixo correspondente ao comportamento “mais fraco” condiz com a direcção perpendicular à fendilhação (eixo m_1 da Figura 7.1), enquanto que o outro eixo (correspondente ao comportamento “mais forte” do material) é condicente com a direcção paralela da fendilhação (eixo m_2 da Figura 7.1).

Regra geral, os eixos das extensões principais ε_I e ε_{II} rodam e não necessitam de coincidir com os eixos de ortotropia m_1 e m_2 . Por este facto, são introduzidas nas faces da fendilhação tensões de corte, conforme se representa na Figura 7.1a. As componentes de tensão σ_{c1} e σ_{c2} representam, respectivamente, as tensões perpendicular e paralela ao plano da fendilhação e que, por causa da tensão de corte, não correspondem às tensões principais [121].

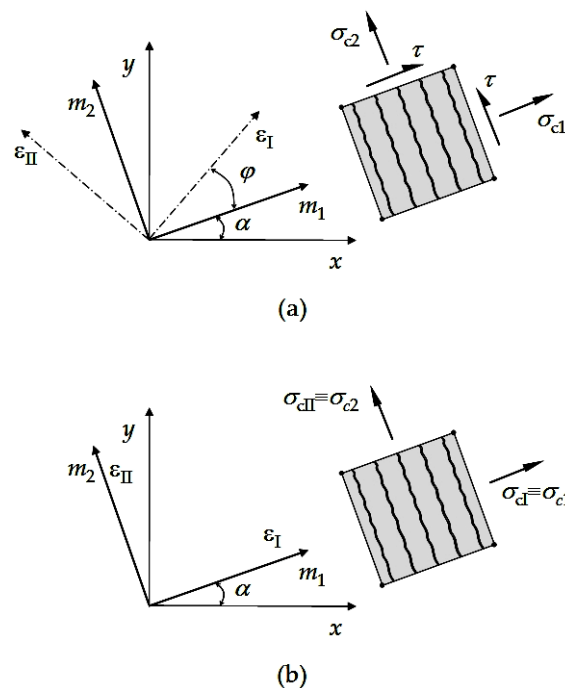


Figura 7.1: Estado de tensão e extensão na fendilhação de acordo com o modelo: (a) fixo; e (b) rotativo. Adaptado de [121].

O módulo de corte reduzido (G) é estabelecido de acordo com os modelos propostos em 1986 por Kolmar [198]. Segundo Červenka *et al.* [121], após a fendilhação, o módulo de corte vem reduzido com o aumento da extensão perpendicular à fendilhação representando-se assim a redução da rigidez de corte devido à abertura da fendilhação. O módulo de corte reduzido é expresso sob a forma:

$$G = r_g \cdot G_c \text{ com } r_g = c_3 \cdot \frac{-\ln\left(\frac{1000 \cdot \varepsilon_v}{c_1}\right)}{c_2} \quad (7.1)$$

onde r_g é o factor de redução de corte e G_c é o módulo de elasticidade de corte do betão dado pela expressão:

$$G_c = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (7.2)$$

onde E_c é o módulo de elasticidade e ν o coeficiente de Poisson (veja a Figura 7.2). A extensão ε_v é perpendicular à abertura da fenda, c_1 e c_2 são parâmetros dependentes do reforço que cruza a abertura da fendilhação, p é um coeficiente dependente dos elementos de reforço que atravessam o elemento fendilhado e c_3 é um factor de escala que no ATENA toma um valor unitário. Por defeito, o ATENA despreza o coeficiente de reforço p ($p = 0$).

$$c_1 = 7 + 333 \cdot (p - 0,005); \quad c_2 = 10 - 167 \cdot (p - 0,005) \text{ com } 0 \leq p \leq 0,02 \quad (7.3)$$

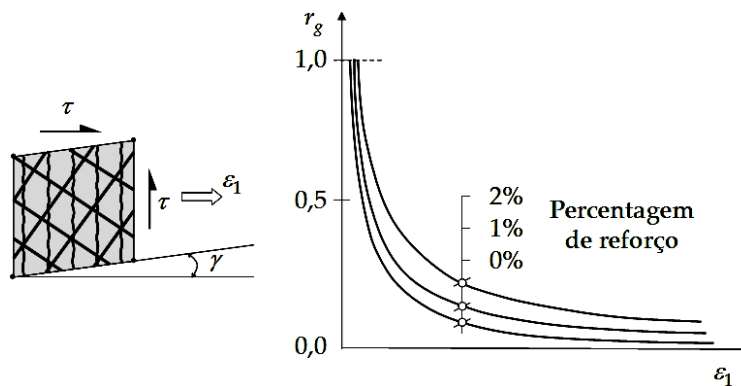


Figura 7.2: Factor de redução de corte. Adaptado de [121].

7.2.2. Modelo de fendilhação rotativo

Como já se referiu, o modelo rotativo de fendilhação admite a rotatividade da fenda em conformidade com as extensões principais no elemento finito. Consequentemente, esta situação não admite a formação de tensões de corte originando apenas duas tensões (principais) conforme se mostrou na Figura 7.1b.

Os eixos correspondentes às extensões principais vão assim rodando com o incremento das solicitações pelo que, a orientação das fendas vai mudando também. De acordo com Červenka *et al.* [121], o ATENA garante a unicidade entre os eixos do material e os eixos das extensões principais assumindo que o módulo de corte tangente (G_t) calculado de acordo com:

$$G_t = \frac{\sigma_{cI} - \sigma_{cII}}{2 \cdot (\varepsilon_I - \varepsilon_{II})} \quad (7.4)$$

O recurso a este tipo de modelo rotativo conduz a uma sub-estimativa do comportamento do betão, já o recurso aos modelos fixos conduz a uma sobre estimativa desse comportamento. Porém, no trabalho computacional de Červenka [199] baseado no trabalho de experimental de Hartl [200] (ensaio à tracção de um varão de 12 mm embebido em prismas de 750x80x80mm de betão) revelou que ambos os modelos são bastante representativos da relação força-deslocamento. As curvas numéricas forças-deslocamento delimitaram os resultados experimentais sendo que no modelo fixo os resultados ficaram limitados superiormente e no modelo rotativo inferiormente. Este estudo [199] revelou ainda que o número de fendas nos prismas (4 fendas) é igual ao número de fendas do modelo com recurso ao modelo rotativo, enquanto que o modelo fixo apresentou mais fendas (6 fendas). Estas fendas apresentaram aberturas médias no modelo rotativo superiores (0,19 mm) às do modelo experimental (0,16 mm). Já no modelo fixo, a abertura da fenda revelou ser a mais baixa tendo-se fixado em 0,12 mm. Este comportamento pode ficar a dever-se ao facto de que o modelo rotativo distribuir as fendilhações no comprimento do varão originando maiores deformações e maiores aberturas das fendas. Em contrapartida, e apesar de em maior número, o modelo fixo apresentou fendas mais pontuais e com menores aberturas levando a que este modelo apresentasse também menores deslocamentos.

7.2.3. Relações tensão-extensão no betão

As tensões geradas pelos modelos de fendas em banda baseados na energia de fractura são controladas por leis uniaxiais tensão-extensão similares às representadas pela Figura 7.3. Estas leis descrevem a evolução das variáveis do material e considera também o comportamento do material quando submetido ao aumento de cargas monotónicas incluindo a fase de pré e pós-pico em tracção e compressão. O recurso a estas leis, possibilita também a definição de um módulo de elasticidade numa fase de descarga do modelo com base no diagrama uniaxial e equivalente tensão-extensão representado na Figura 7.3. O comportamento inicial do betão em tracção é linear enquanto que em compressão é-lhe atribuído um comportamento parabólico.

O comportamento não linear do betão num estado de tensão biaxial é definido essencialmente pela tensão efectiva σ^{ef} e pela extensão uniaxial equivalente ε^{eq} . A tensão efectiva é, na maioria das situações, a tensão principal e a extensão equivalente é introduzida de forma a eliminar o efeito de Poisson num estado plano de tensões. A extensão uniaxial equivalente pode definir-se como a extensão que se produziria pela tensão σ_{ci} resultante de um ensaio uniaxial com módulo de elasticidade E_{ci} associado à direcção i , de acordo com a expressão [121]:

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad (7.5)$$

Aquando da descarga do elemento sob tensão (quer seja à tracção quer seja à compressão) o comportamento do material é descrito através de uma função linear que vai desde o ponto da descarga até à origem (veja-se o ponto D da Figura 7.3). Assim, a relação entre a tensão σ^{ef} e a extensão ε^{eq} não é única e depende do historial de carga. Quando o material está sob carregamento e ao atingir, por exemplo, o ponto D

procede-se ao descarregamento do material pelo que, o sinal da extensão ε^{eq} resulta negativo. Se se voltar a carregar o material, este teria agora o comportamento idêntico ao da descarga (linear) até atingir o ponto D de novo. Assim, ao chegar novamente ao ponto D, o material retoma a função definida no diagrama uniaxial e equivalente tensão-extensão [121].

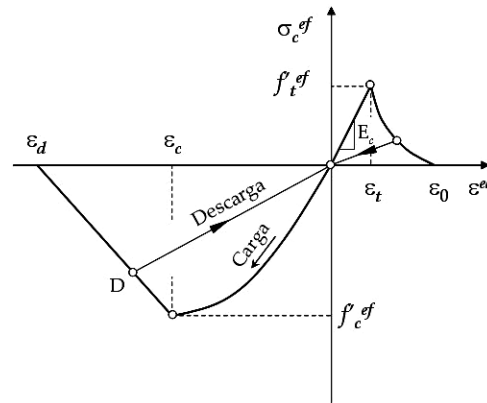


Figura 7.3: Relação uniaxial e equivalente tensão-extensão. Adaptado de [121].

Os valores de pico em compressão f_c^{eq} e em tracção f_t^{eq} são calculados de acordo com estados de tensão biaxiais pelo que, a lei uniaxial e equivalente tensão-extensão reflecte o estado de tensão biaxial.

Refira-se ainda que as relações tensão-extensão descritas anteriormente são usadas para calcular o módulo de elasticidade do material e introduzidas nas matrizes de rigidez do elemento. O módulo de elasticidade secante E_c^s é assim usado para cálculo das tensões no material e é definido de acordo com:

$$E_c^s = \frac{\sigma_c}{\varepsilon^{eq}} \quad (7.6)$$

7.2.3.1. Tracção antes da fendilhação

De acordo com Červenka *et al.* [121], o comportamento do betão sob tensão antes de fendilhar é assumido como elástico e linear. O módulo de elasticidade do betão E_c e a tensão efectiva máxima do betão à tracção f_t^{ef} são obtidos pela função de ruptura biaxial que se apresenta mais adiante em 7.2.4.

$$\sigma_c^{ef} = E_c \cdot \varepsilon^{eq}, \quad 0 \leq \sigma_c \leq f_t^{ef} \quad (7.7)$$

7.2.3.2. Tracção após a fendilhação

Na tracção após a fendilhação, o ATENA possui uma formulação que, segundo Červenka *et al.* [121], consegue representar e modelar a fendilhação do betão de forma bastante razoável. Esta formulação baseia-se no modelo da fenda fictícia baseado numa lei tensão-COD (*Crack Opening Displacement*) e na energia de fractura (G_F). Outro tipo de formulação é pouco recomendada para a modelação da propagação da fendilhação no

betão e deve ser usada, de acordo com Červenka *et al.* [121], apenas em alguns casos especiais já que, esta formulação baseia-se nas relações tensão-extensão num dado ponto do material e depende da dimensão da malha de elementos finitos adoptada.

Representam-se na Figura 7.4 alguns modelos preconizados no ATENA onde a abertura da fenda (w) é obtida de acordo com um modelo de fenda delimitado por uma banda (veja-se ainda, por exemplo, a Figura 7.7) e dado pela expressão:

$$w = \varepsilon_{cr} \cdot L_T' \quad (7.8)$$

onde ε_{cr} é a extensão na abertura da fenda no elemento finito de betão e L_T' é o comprimento reduzido da banda na direcção perpendicular da fendilhação. Sendo os modelos do tipo dos representados na Figura 7.4a aqueles que melhor aproximam o comportamento não linear do betão após a fendilhação, foram estes os escolhidos na modelação de todos os ensaios experimentais. O parâmetros da Figura 7.4 são definidos de acordo com: w_c é a abertura da fenda livre de tensões; G_F é a energia de fractura do betão; e f_t^{ef} é a tensão efectiva máxima de tracção obtida a partir de um critério de ruptura

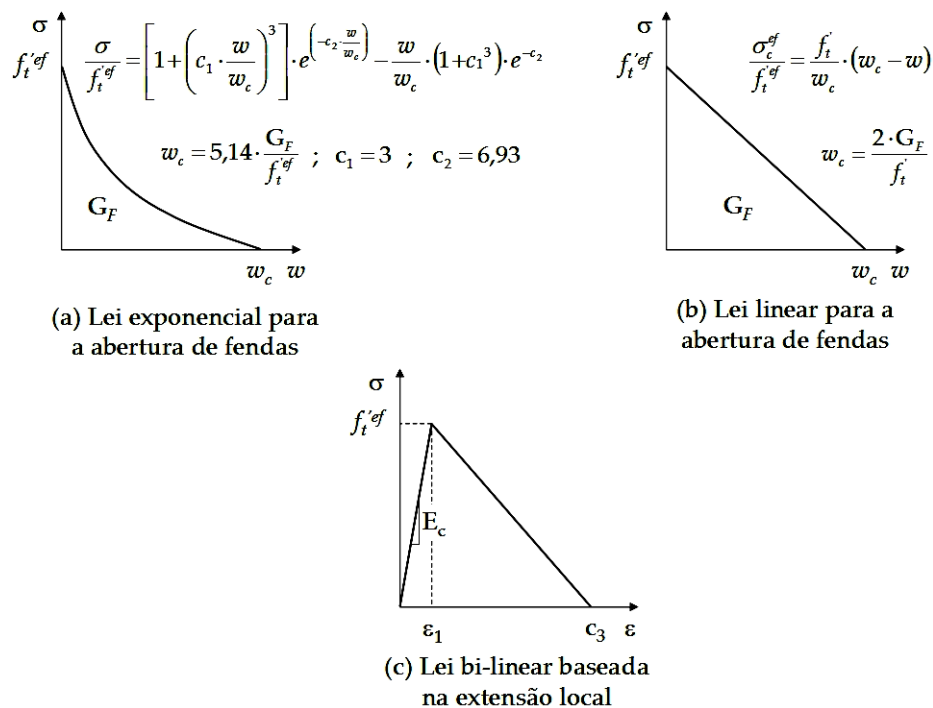


Figura 7.4: Alguns modelos preconizados no ATENA na representação da abertura de fendas no betão por tracção. Adaptado de [121].

7.2.3.3. Compressão pré-pico

A recomendação do CEB-FIP Model Code 2010 [156] para a fase ascendente da lei tensão-extensão do betão em compressão (durante a fase pré-pico) foi adoptada na

modelação computacional⁷. Esta formulação permite a adopção de uma vasta gama de funções durante a fase pré-pico e é ainda apropriada quer para betões normais quer para betões de alta resistência.

Representa-se na Figura 7.5 o modelo para a compressão do betão preconizado pelo ATENA onde σ_c^{ef} é a tensão do betão à compressão; f_c^{ef} é a tensão efectiva máxima de compressão obtida a partir de um critério de ruptura (vejam-se mais adiante as expressões (7.11) e (7.12)); $\bar{\varepsilon}$ é a extensão normalizada; ε_c é a extensão na tensão de pico f_c^{ef} ; k é um parâmetro de forma e pode tomar um qualquer valor positivo e maior ou igual a 1 (por exemplo: $k=1$ comportamento linear; $k=2$ comportamento parabólico, etc.); E_0 é o módulo de elasticidade inicial; e E_c é o módulo de elasticidade secante na tensão de pico.

Contrariamente às formulações que admitem apenas danos localizados que são apenas considerados na fase de pós-pico, a formulação apresentada pelo ATENA tem como consequência a consideração de danos no material ainda antes de se atingir a tensão de pico [121].

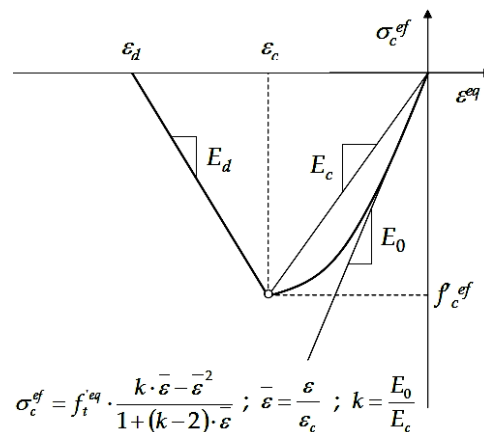


Figura 7.5: Diagrama tensão-extensão à compressão do betão preconizado no ATENA. Adaptado de [121].

7.2.3.4. Compressão pós-pico

Na compressão pós-pico, a lei descendente que é definida pelo ATENA é linear. Apesar de se poderem escolher dois modelos que permitem definir a diminuição da extensão sob compressão, um baseado na energia dissipada e outro baseado na diminuição da extensão local, apenas o primeiro é recomendado por Červenka *et al.* [121]. O modelo baseado na diminuição da extensão local é definido pelo módulo de elasticidade E_d (veja-se a Figura 7.5) e cuja formulação apresenta uma dependência da dimensão da malha de elementos finitos pelo que, se deva recorrer ao modelo plano de compressão fictícia baseado na energia dissipada [121].

O modelo plano de compressão fictícia pressupõe que a ruptura compressiva esteja situada num plano normal à direcção da tensão principal negativa (compressão) e

⁷ Note-se que a formulação adoptada pelo ATENA tem por base o CEB-FIP Model Code 90 [166]. No entanto, este aspecto em particular não sofreu qualquer alteração na recomendação mais recente de 2010, o CEB-FIP Model Code 2010 [156].

que as deformações compressivas pós-pico e respectiva dissipação de energia estejam localizados nesse plano. Esta hipótese, de acordo com Červenka *et al.* [121], admite que as dimensões da região em ruptura por compressão do betão não dependem das dimensões da estrutura e são modeladas por planos fictícios. Esta hipótese é ainda análoga à teoria da fenda fictícia no betão sob tracção onde a forma da lei do tipo tensão-COD e a energia de fractura estão definidos como propriedades dos materiais [121]. O objectivo da introdução do conceito da ruptura ao longo de uma banda reside no facto de eliminar a dependência e orientação da dimensão da malha de EF. A ruptura por compressão é também definida no elemento finito por uma banda que correspondem à projecção do elemento finito nos planos da ruptura. A Figura 7.6 mostra os planos para a tracção (L_T) e para a compressão (L_c) de um elemento finito.

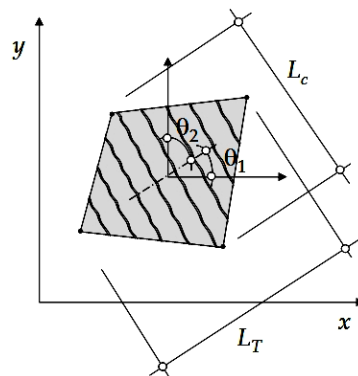


Figura 7.6: Definição da localização das bandas. Adaptado de [121].

No caso da compressão, o ponto correspondente à tensão nula do diagrama tensão-extensão é definido por intermédio do deslocamento plástico (w_d) e segundo Jan van Mier [201] para betões normais pode tomar-se $w_d=0,5\text{mm}$ sendo este valor adoptado na modelação computacional realizada [121].

O diagrama tensão-extensão representado na Figura 7.5 fica totalmente definido a partir do modelo plano de compressão fictícia (ver Figura 7.7). Assim, a inclinação correspondente à diminuição da tensão de compressão do diagrama representado na Figura 7.5 fica definido por dois pontos: (i) pela tensão de pico correspondente à tensão máxima; e (ii) delimitado pela extensão ε_d correspondente à tensão nula. A extensão ε_d é calculada a partir da expressão [121]:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L_c} \quad (7.9)$$

onde w_d é o deslocamento plástico pós-pico (veja -se a Figura 7.7) e L_c é o comprimento reduzido da banda em compressão e que corresponde à projecção das dimensões do elemento finito no plano paralelo ao da fenda. Os comprimentos reduzidos da banda em compressão (L_c) e em tracção (L_T) são calculados de acordo com as expressões:

$$L'_T = \gamma \cdot L_T, \quad L'_c = \gamma \cdot L_c \quad (7.10)$$

em que:

$$\gamma = 1 + (\gamma^{\max} - 1) \cdot \frac{\theta}{45} \text{ com } \theta \in [0; 45^\circ] \quad (7.11)$$

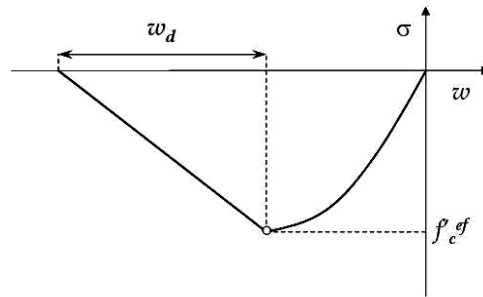


Figura 7.7: Lei de diminuição dos deslocamentos à compressão. Adaptado de [121].

As expressões em (7.10) representam uma interpolação linear entre o factor $\gamma=1,0$ para a direcção da fendilhação paralela aos lados do elemento e o factor $\gamma=\gamma^{\max}$, para a direcção da fendilhação com uma inclinação de 45° . O ângulo θ corresponde ao ângulo mínimo (θ_1 ou θ_2) entre a direcção normal ao plano da fendilhação com os lados do elemento finito. Refira-se que a modelação computacional realizada se assumiu a recomendação dada por Červenka *et al.* [121], ou seja, assumiu-se que $\gamma^{\max}=1,5$.

A vantagem desta formulação com recurso ao modelo plano de compressão fictícia reside no facto de se conseguir reduzir a dependência da malha de elementos finitos contrariamente ao modelo baseado nas relações tensão-extensão de um dado ponto do material.

7.2.4. Critério de ruptura de tensão biaxial do betão

7.2.4.1. Ruptura compressiva

O início da fendilhação é controlado pela envolvente biaxial representada na Figura 7.8. No estado compressão-compressão, a função de ruptura é dada pela expressão:

$$f_c^{ef} = \frac{1 + 3,65 \cdot a}{(1 + a)^2} \cdot f_c \text{ com } a = \frac{\sigma_{cI}}{\sigma_{cII}} \quad (7.12)$$

onde σ_{cI} e σ_{cII} são as tensões principais no betão e f_c é a resistência à compressão do betão obtida a partir do ensaio uniaxial de provetes cilíndricos de betão. No estado tracção-compressão, a função de ruptura continua linear desde o ponto $\sigma_{cI}=0$ até ao ponto $\sigma_{cII}=f_c$ em que a transição da região de tracção-compressão para a região de compressão-compressão se realiza com um decréscimo na resistência e é dada pela expressão:

$$f_c^{ef} = f_c \cdot r_{ec} \text{ com } r_{ec} = 1 + 5,3278 \times \frac{\sigma_{cI}}{f_c} \text{ e } 0,9 \leq r_{ec} \leq 1,0 \quad (7.13)$$

Tabela 7.1: Valores das constantes K e A que definem as duas hipérbolas pré-definidas no ATENA [121].

Tipo de hipérbole	Pontos		Parâmetros	
	r_{et}	σ_{cII}/f_c	A	K
(a)	0,5	0,4	0,75	1,125
(b)	0,5	0,2	1,0625	6,0208

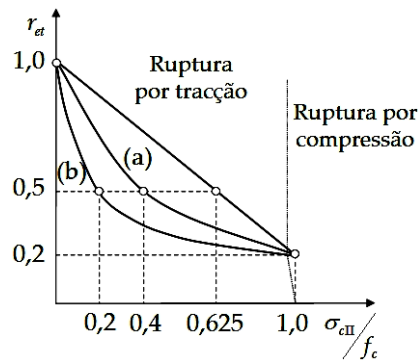


Figura 7.9: Funções de ruptura tensão-compressão no betão. Adaptado de [121].

7.2.5. Resistência à compressão do betão fendilhado

A resistência à compressão do betão após a sua fendilhação é afectada através da introdução de um parâmetro de redução (r_c) definida pela expressão:

$$f_c^{ef} = r_c \cdot f_c \text{ com } r_c = c + (1 - c) \cdot e^{-(128 \times \epsilon_v)^2} \tag{7.17}$$

e que resulta do trabalho experimental de 1988 de Johann Kollegger e Gerhard Mehlhorn [202] no qual foram ainda incluídos os resultados experimentais de 1982 de Frank Vecchio e Michael Collins [203] (vide Figura 7.10).

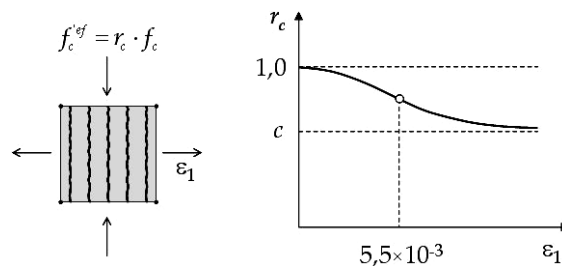


Figura 7.10: Factor de redução da resistência à compressão do betão fendilhado. Adaptado de [121].

Este factor de redução é unitário quando a extensão normal ao plano da fenda ϵ_v toma o valor nulo e para grandes extensões a resistência tende assintoticamente para um valor mínimo c . A constante c representa a máxima redução na resistência à compressão do betão sob grande extensões transversais. De acordo com [121], do trabalho

experimental de Kollegger e Mehlorn [202] o valor obtido foi de $c=0,45$ porém, admitiu-se na modelação computacional $c=0,8$ conforme recomendado por [121].

7.2.6. Parâmetros dos modelos constitutivos adoptados

De acordo com Červenka *et al.* [121], o modelo de fendas em banda baseado na energia de fractura inclui na modelação do betão mais de 20 parâmetros. A Tabela 7.2 apresenta as expressões adoptadas no programa de cálculo ATENA para definir os diferentes parâmetros do betão e que foram usadas sempre que se desconheciam os valores dos diferentes parâmetros que definem o material. Saliente-se que as expressões da Tabela 7.2 estão em conformidade com o CEB-FIP Model Code 90 [166] e com outros estudos de investigação, *e.g.* [201, 202].

Tabela 7.2: Resumo dos parâmetros adoptados para o betão na modelação computacional [121].

Parâmetro	Expressão (*)
Tensão de ruptura à compressão de provetes cilíndricos de betão	$f_c = -0,85 \times f_{c,cub}$
Tensão de ruptura à tracção do betão	$f_t = 0,24 \times f_{c,cub}^{\frac{2}{3}}$
Módulo de elasticidade do betão	$E_c = (6000 - 15,5 \times f_{c,cub}) \cdot \sqrt{f_{c,cub}}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Lei de diminuição dos deslocamentos à compressão	$w_d = 5 \times 10^{-4} \text{ mm}$
Modelo de abertura de fendas no betão por tracção	Função exponencial, baseada na energia de fractura, G_F (Figura 7.4.a)
Resistência à compressão no betão fendilhado	$c = 0,8$
Factor de redução de corte	Variável
Função de ruptura tensão-compressão no betão	Linear
Energia de fractura	$G_F = 2,5 \times 10^{-2} \cdot f_t^{ef} \text{ [N/mm]}$
Definição da localização das bandas	$\gamma_{max} = 1,5$

(*) As unidades deverão ser introduzidas em MPa.

7.2.7. Fractura plástica

O modelo de fractura plástica é um modelo tri-dimensional e constitutivo do material que combina a plasticidade (na compressão) e a fractura (na tracção) do betão. Este tipo de modelo é baseado na formulação ortotrópica do *Smearred Crack Model* (SCM) e na adopção do modelo de fenda em banda (*Crack Band Model* – CBM), aplicando ainda o critério de Rankine, o comportamento exponencial tensão-COD (*Crack Opening Displacement*), conforme se mostra na Figura 2.4d. O comportamento à tracção do betão é definido assim por intermédio de três parâmetros: (i) a tensão máxima à tracção; (ii) a forma da curva tensão-COD; e (iii) a energia de fractura (veja-se a Figura 7.11). Esta formulação apresenta uma dependência das extensões numa dada fenda com as

dimensões do elemento finito. Como consequência, a lei tensão-COD permanece intacta enquanto que as extensões de cada elemento são calculadas individualmente. Este modelo de fractura plástica permite também o recurso aos modelos fixo e rotativo na fendilhação sendo que a quantificação de todos os parâmetros utilizados neste modelo os já referidos nos sub-capítulos anteriores.

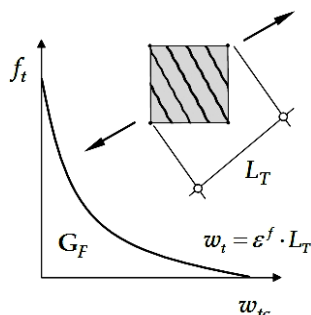


Figura 7.11: Lei exponencial tensão-COD com a definição do modelo de fenda delimitado por uma banda. Adaptado de [121].

Por sua vez, o modelo de plasticidade é baseado no critério dos três parâmetros de Menétrey-William ou no critério de Drucker-Prager para simular o esmagamento do betão. Este modelo apresenta algumas vantagens relativamente a outras formulações pois conseguem-se introduzir-lhe algumas alterações físicas como por exemplo o fecho da fendilhação, independentemente do tipo de lei tensão-COD introduzida no modelo. Este modelo da fractura plástica é usado na simulação do betão quer ao nível da fendilhação quer ao nível do esmagamento do betão altamente confinado, bem como ao nível do fecho das fendas devido ao esmagamento noutras direcções dos materiais dos elementos finitos vizinhos.

7.3. Descrição dos modelos

Descrevem-se, neste sub-capítulo e de forma sumária, as opções tomadas na definição das geometrias dos modelos, malhas de EF adoptadas, aplicação de cargas, entre outros aspectos, adoptados na modelação dos ensaios experimentais.

7.3.1. Provetes submetidos ao corte

O modelo dos provetes submetidos ao corte foi idealizado de modo a tirar partido da dupla simetria que apresenta pelo que, apenas 1/4 do provete foi modelado. Deste modo, diminui-se o número de elementos finitos e consegue-se uma maior celeridade na análise numérica dos modelos.

O elemento de betão foi discretizado por elementos sólidos de lados iguais com 15mm (8 nós) e, para uma análise mais precisa do comportamento da ligação entre o GFRP e o betão, assumiu-se para o GFRP, elementos finitos sólidos de lados iguais com 2,5mm junto à ligação com o betão. Os elementos finitos sólidos sem qualquer contacto com o elemento de betão têm, na dimensão segundo o eixo vertical, 5,0mm de lado. A

compatibilização da malha de elementos finitos nos elementos de GFRP foi garantida. Por fim, a chapa de reacção metálica foi modelada com elementos sólidos de 4 nós. No total, 2411 elementos finitos tridimensionais foram usados o que corresponde a 4956 nós. A Figura 7.12 mostra a malha de elementos finitos adoptada no modelo dos ensaios de corte.

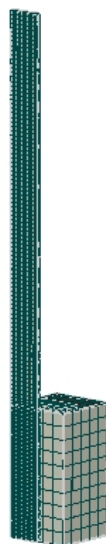


Figura 7.12: Malha de elementos finitos adoptada nos provetes submetidos ao corte.

A definição das propriedades dos materiais realizada durante a campanha experimental permitiu, até certo ponto⁸, definir as propriedades dos elementos definidos no modelo. Se a definição do comportamento elástico e linear do GFRP se fez de forma imediata, o comportamento do betão foi conseguido mediante a resistência à compressão de provetes cúbicos de betão e os restantes parâmetros foram definidos pelas expressões e metodologias adoptadas no programa de cálculo [195]. Para a chapa metálica foi adoptado um comportamento constitutivo vulgar de um aço com módulo de elasticidade de 210GPa.

A simulação da aplicação de cargas foi realizada por intermédio da aplicação regular de um deslocamento segundo o eixo vertical no topo do elemento de GFRP de 0,05mm. Foram ainda introduzidos pontos de monitorização de maneira a analisar mais detalhadamente o modelo, possibilitando a comparação entre os resultados computacionais e os experimentais.

7.3.2. Vigas submetidas à flexão

As vigas submetidas à flexão foram modeladas com base em apenas 1/4 da viga por apresentarem dois eixos de simetria. Deste modo, a discretização do número de EF foi feita de forma a conseguir refinar a malha do elemento de GFRP com 2,54mm de espessura sem prejuízo para o desempenho do cálculo numérico. No modelo da viga de

⁸ De salientar que nem todas as propriedades do betão foram obtidas experimentalmente (*e.g.* módulo de elasticidade, resistência à tracção, energia de fractura, etc.) pelo que se adoptaram, na sua generalidade, os valores obtidos pelas expressões apresentadas na Tabela 7.2.

secção transversal em T, o elemento de betão foi dividido em dois elementos distintos: (i) a alma, onde se introduziram EF sólidos com 8 nós; e (ii) o banzo, onde se introduziram EF sólidos do tipo *shell* de 20 nós. Em ambos os modelos, as chapas de reacção e de aplicação de cargas foram modeladas com EF de 4 nós. No total, o modelo das vigas de pequenas dimensões foi concebido com 3569 elementos e 5249 nós enquanto que no modelo da viga de secção transversal em T foram considerados 2013 elementos e 4522 nós. A Figura 7.13 mostra as malhas de elementos finitos adoptadas nos modelos das vigas. As armaduras de cada um dos modelos foram modeladas com base em elementos unidimensionais nos quais o esforço normal (de tracção ou compressão) é o único esforço suportado pelo elemento. Aos varões de aço, associaram-se as leis *bond-slip* preconizadas no Model Code 90 [166] as quais dependem da classe de resistência à compressão do betão e que no caso das vigas de secção rectangular se assumiu uma lei correspondente a varões lisos e endurecidos a frio. No entanto, por se terem usado varões endurecidos a frio e nervurados nestas vigas, procurou-se estimar uma lei *bond-slip* para a ligação aço-betão que melhor representasse esta ligação optando-se por considerar no cálculo da lei *bond-slip* um betão de alta resistência por vez do betão de baixa resistência usado nos ensaios experimentais. Nos modelos das vigas de secção transversal em T, assumiu-se uma lei *bond-slip* cuja formulação se admitiu uma boa ligação aço/betão. De realçar ainda que nos planos de simetria das vigas adoptou-se um deslizamento nulo nos varões de aço. A Figura 7.13 mostra também as geometrias das armaduras modeladas em ambos os modelos das vigas submetidas à flexão.

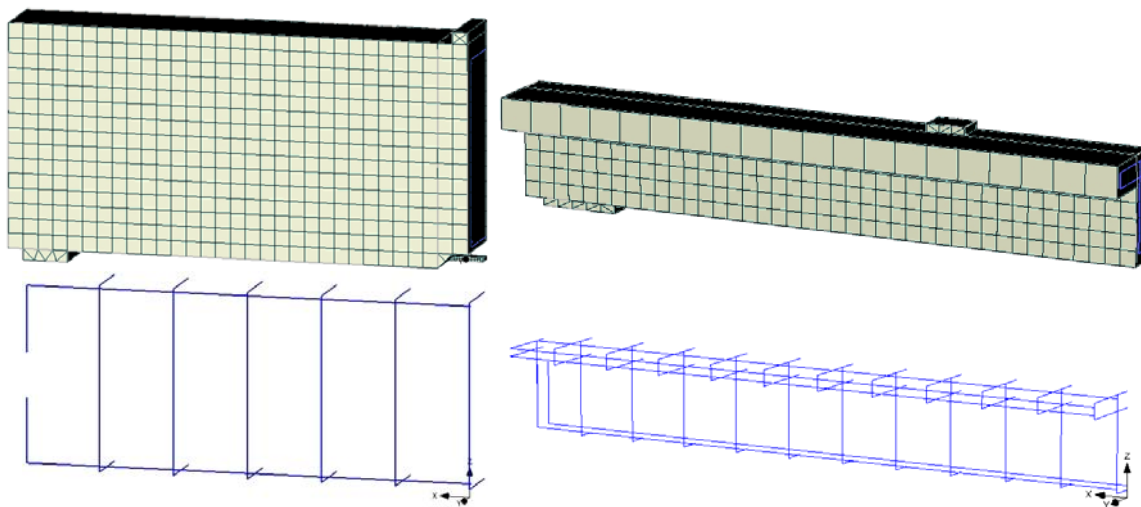


Figura 7.13: Malha de elementos finitos e geometria dos varões de aço adoptados nas vigas submetidas à flexão de 3 (à esquerda) e 4 pontos (à direita).

7.4. Modelação da ligação GFRP/betão

Com o objectivo de reproduzir o comportamento da ligação entre o compósito de GFRP e o betão, foi considerada uma interface baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb esperando-se reproduzir os efeitos envolvidos na ligação.

Estes elementos finitos são definidos por duas superfícies cada uma colocada em lados opostos da interface e na geometria original, as superfícies partilham a mesma

posição ou podem ser separadas por uma distância praticamente nula. Os elementos finitos têm uma espessura nula e funcionam em dois estados distintos: (i) estado aberto, em que não existe contacto entre os elementos; e (ii) estado fechado, onde a interacção entre os dois elementos é total. A definição destes dois estados, no caso do problema tridimensional, é dada pela relação constitutiva:

$$\begin{Bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{tt} & 0 & 0 \\ 0 & K_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & K_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta v_1 \\ \Delta v_2 \\ \Delta u \end{Bmatrix} \quad (7.18)$$

onde K_{tt} e K_{nn} são, respectivamente, a rigidez tangencial e a rigidez normal da interface; Δv_1 e Δv_2 são os deslocamentos no plano da interface; Δu é o deslocamento perpendicular ao plano da interface. No caso do problema bidimensional a segunda linha e coluna são omitidos e no caso do Modo III de fractura (*tearing*) ocorrer, as duas primeiras linhas e colunas são assumidas iguais.

No Sub-Capítulo 4.6.5 as diferentes linhas de ruptura de Mohr-Coulomb ficaram definidas (veja-se ainda o Apêndice E) e em trabalho anterior [65] ficaram também definidas para diferentes classes de resistência de betão. Por exemplo, para um betão de classe C12/15 o valor da coesão e do ângulo de atrito da ligação GFRP/betão é 1,72MPa e 1,05rad, respectivamente. A rigidez tangencial da expressão (7.20) foi determinada com base no quociente:

$$K_{tt} = \frac{\tau_{\max}}{s_{\max}} \quad (7.19)$$

em que s_{\max} é o deslizamento da interface GFRP/betão para a tensão de aderência máxima (τ_{\max}). Em trabalhos realizados [18, 80, 82, 141], uma ligação entre um GFRP aplicado por *wet lay-up* e um betão corresponde uma rigidez tangencial de $3 \times 10^8 \text{ MN/m}^3$. Assumiui-se ainda que a rigidez normal da ligação é 10000 vezes superior à rigidez tangencial, ou seja, $3 \times 10^8 \text{ MN/m}^3$.

Conforme já se referiu no Sub-Capítulo 2.3, os materiais com comportamento quase frágil como o betão não esgotam a sua capacidade resistente à tracção quando a tensão instalada no betão atinge esse valor. Em caso contrário, o comportamento do betão seria, de certo modo, excessivamente frágil. A ruína de uma interface FRP/betão deverá ter um comportamento similar por causa da ruptura da ligação FRP/betão ocorrer, vulgarmente, pela camada adjacente de betão. O desenvolvimento de fendas nestas interfaces podem ser divididas em três regiões distintas: (i) região não fendilhada, onde as tensões na ligação FRP/betão ainda não atingiram as tensões máximas; (ii) região micro-fendilhada, onde a ligação e as camadas adjacentes de betão começam a desenvolver micro fendas devido ao estado de tensão que é similar aos valores máximos dos materiais; e (iii) região fendilhada, onde não há qualquer transferência de tensões de corte ao longo da interface. O modelo de fendilhação por tracção para o comportamento do Modo I e o modelo de fendilhação por corte para o comportamento do Modo II traduzem a abertura e desenvolvimento das fendas por tracção e por corte e são reproduzidos por curvas de tensão-COD em conformidade com as representadas na Figura 2.4b-d ou Figura 7.14. Isolando estes dois modos é possível

definir as relações tensão-COD tanto para o caso da tracção como para o caso do corte. No caso do programa de cálculo utilizado, o ATENA utiliza relações tensão-COD do tipo bi-linear onde o ponto de transição de declive destas relações é definido a partir de expressões propostas por Bruehwiler e Wittman [207]. Estas relações tensão-COD foram definidas de acordo com Červenka *et al.* [195] por ajuste dos parâmetros requeridos pelo programa de cálculo com um tramo descendente proveniente das leis tensão de aderência *vs.* deslizamento definidas durante a campanha experimental de ensaios de Bruehwiler e Wittman [207]. Note-se que este tipo de metodologia foi seguida em outros trabalhos [18, 80] com a excepção das relações tensão-COD do Modo I nas quais se assumiu uma relação com energia de fractura dez vezes menor do que a energia de fractura do Modo II [78].

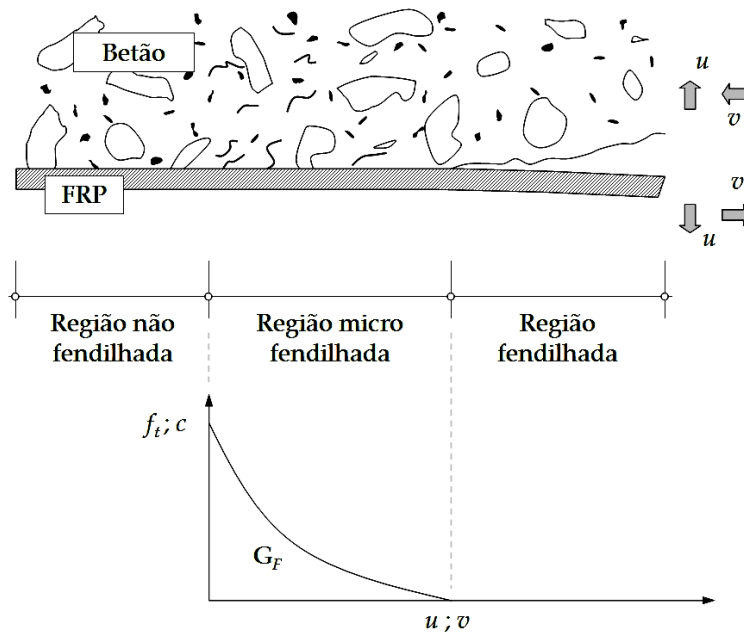


Figura 7.14: Processo da fendilhação na ligação FRP/betão e respectiva correspondência às relações tensão-COD (*softening laws*).

A ruptura da interface faz-se, ao contrário da fendilhação nos elementos de betão, de forma discreta, isto é, com a separação dos elementos finitos e tem início quando se atinge a superfície de ruptura de Mohr-Coulomb. Depois da interface violar essa condição, a interface vai descolando de acordo com as relações tensão-COD até atingir uma superfície residual livre de coesão e onde apenas permanece o atrito inicial da interface (veja-se a Figura 7.15).

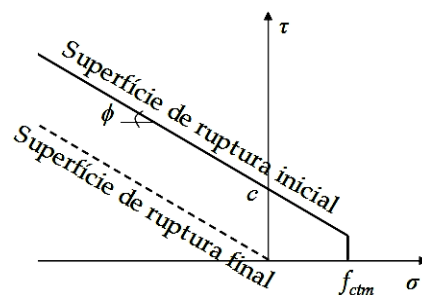


Figura 7.15: Superfícies de ruptura da interface durante a análise de elementos finitos.

7.5. Apresentação e análise de resultados

Apresenta-se neste sub-capítulo os resultados obtidos na modelação computacional dos ensaios experimentais de referência realizados, isto é, provetes submetidos ao corte, vigas submetidas à flexão de 3 e 4 pontos sem qualquer tipo de envelhecimento acelerado. Os resultados estão assim divididos em forças e deslocamentos, extensões no GFRP, leis de *bond-slip* e tensões normais e de aderência.

7.5.1. Forças e deslocamentos

7.5.1.1. Provetes submetidos ao corte

As forças e deslocamentos obtidos na modelação computacional tiveram por base quatro modelos distintos nos quais se procurou modelar os ensaios realizados para os provetes submetidos ao corte com compósito de GFRP com 80mm de largura (com e sem tensões de compressão lateral) e com 20mm de largura (sem tensões de compressão lateral). A história de carga implementada nos modelos de corte com compressão lateral foi ligeiramente alterada das demais, isto é, só após a imposição das tensões de compressão lateral ao modelo se começou a impor deslocamentos constantes de 0,05mm. Os comportamentos força-deslocamento obtidos nos quatro modelos estão representados na Figura 7.16. No caso dos provetes com GFRP com 20mm de largura, por se terem realizado apenas 2 ensaios experimentais, faz-se a comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos através da modelação computacional.

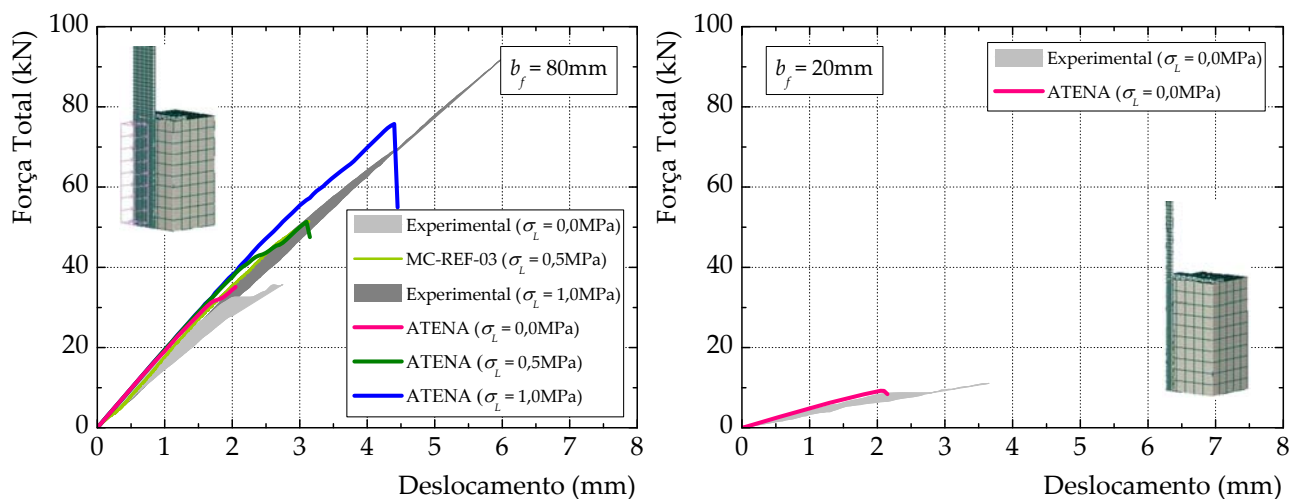


Figura 7.16: Comportamento força total *vs.* deslocamento dos provetes de corte duplo com: $b_f=80\text{mm}$ (à esquerda) e $b_f=20\text{mm}$ (à direita).

As curvas força total-deslocamento obtidas na modelação são semelhantes às experimentais. A previsão do instante da ruptura obtida na modelação foi também muito próxima da experimental revelando uma grande vantagem no recurso a EF de interface baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb relativamente à simples adopção de uma ligação rígida (sem deslocamentos relativos entre elementos).

A Tabela 7.3 apresenta uma comparação entre os resultados médios das forças e deslocamentos máximos experimentais e os resultados das forças e deslocamentos máximos obtidos através da modelação computacional. Os resultados mostram uma forte aproximação em termos de forças máximas (erros inferiores a 10%). No entanto, os deslocamentos máximos apresentam erros superiores. No provete com GFRP com 20mm de largura, o erro foi de -30,5% o que se explica pela maior deformação alcançada no provete MC-REF20-02 (vide Figura 7.16). Nos provetes com GFRP com 80mm de largura e com 1,0MPa de compressão lateral o erro foi de aproximadamente 15%.

Tabela 7.3: Forças e deslocamentos máximos (comparação com os provetes de referência).

Provete	σ_L (MPa)	F_{max} (kN)		Erro (%)	δ_{max} (mm)		Erro (%)
		Exp. (*)	ATENA 3D		Exp. (*)	ATENA 3D	
MC-REF80	0,0	16,1	17,6	9,4	2,20	2,05	-6,8
MC-REF20	0,0	5,0	4,6	-6,9	2,95	2,05	-30,5
MC-REF80	0,5	25,7	25,7	-0,3	3,14	3,10	-1,3
MC-REF80	1,0	40,3	37,9	-6,1	5,18	4,40	-15,1

(*) Valores médios experimentais.

7.5.1.2. Vigas de secção rectangular

As vigas de secção transversal rectangular foram modeladas com base em três modelos computacionais. O primeiro modelo corresponde à viga sem reforço de GFRP e os restantes aos modelos com reforço exterior com uma largura de GFRP de 20mm e de 80mm. Os resultados numéricos obtidos em termos da relação carga-deslocamento a meio-vão estão representados no gráfico da Figura 7.17 e onde se comparam com os respectivos ensaios.

A Tabela 7.4 faz a comparação entre as cargas máximas e deslocamentos máximos nos modelos e nos ensaios. A modelação computacional previu com grande precisão as cargas máximas nos três tipos de vigas ensaiadas com erros, relativamente aos ensaios, inferiores a 3,0%. No entanto, os erros obtidos relativamente aos deslocamentos máximos subiram consideravelmente sendo a viga reforçada com GFRP com 20mm de largura a que teve maior erro (31,4%).

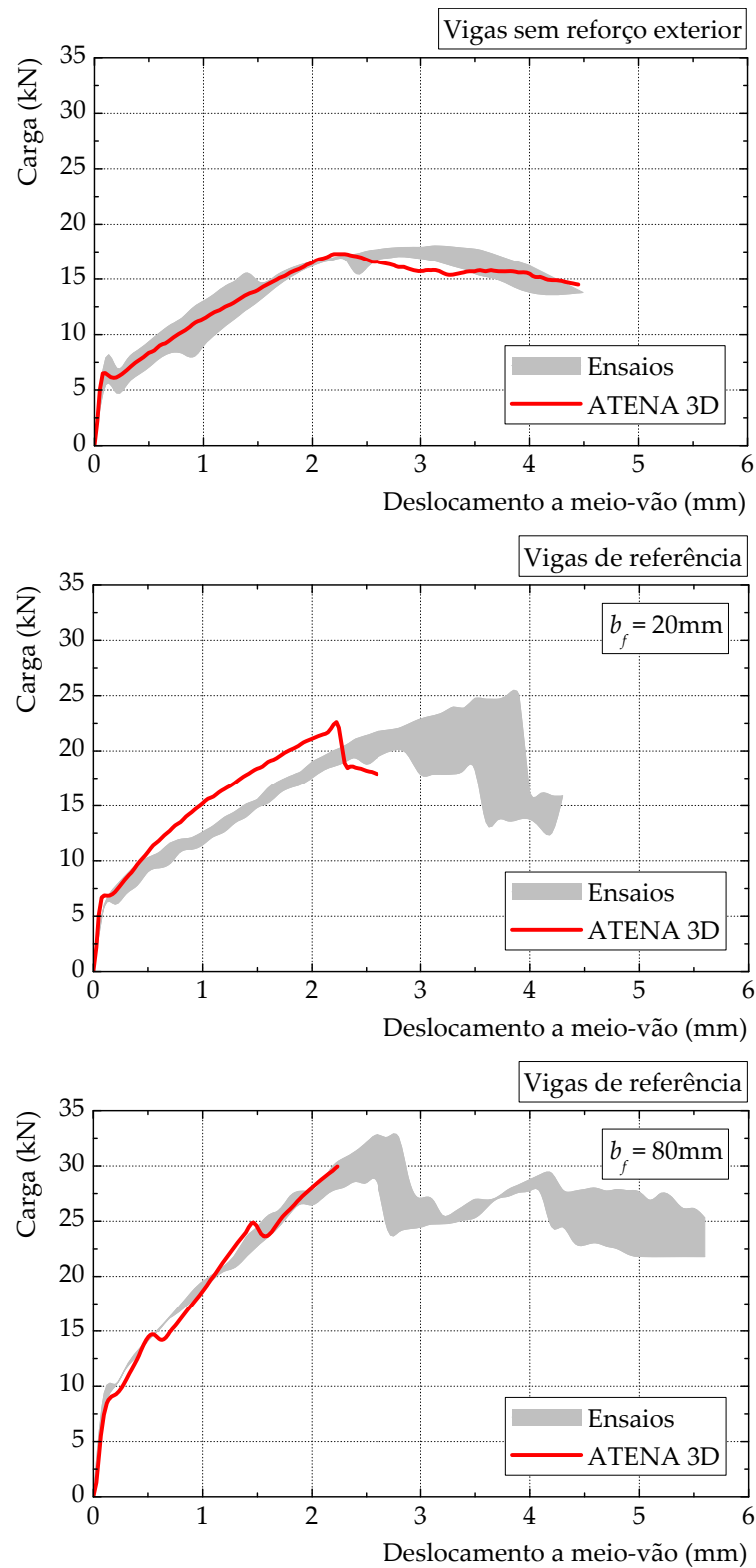


Figura 7.17: Curvas carga *vs.* deslocamento a meio-vão. Comparação entre os ensaios experimentais e os modelos.

Tabela 7.4: Forças máximas e deslocamentos a meio-vão máximos nas vigas de dimensões reduzidas.

Viga	Largura do GFRP (mm)	P_{\max} (kN)		Erro (%)	δ_{\max} (mm)		Erro (%)
		Exp. (*)	ATENA 3D		Exp. (*)	ATENA 3D	
Sem GFRP	-	17,6	17,3	1,6	2,97	2,30	22,6
Com GFRP	20	22,7	22,4	1,4	3,25	2,23	31,4
	80	30,7	30,0	2,6	2,50	2,07	17,2

(*) Valores médios experimentais.

7.5.1.3. Vigas de secção transversal em T

Foram concebidos três modelos para as vigas de secção transversal em T nos quais um modelo é representativo da viga de referência (sem qualquer reforço exterior) e nos outros dois modelos reforçados com 2 camadas de GFRP com 120mm de largura (monotónico e cíclico) a única diferença entre si reside na história de carga adoptada. Ao modelo sob carregamento monotónico aplicaram-se deslocamentos constantes de 0,5mm e ao modelo sob carregamento cíclico introduziu-se uma história de carga correspondente à representada na Figura 6.26. As curvas carga total-deslocamento a meio-vão obtidas com a modelação computacional estão representados na Figura 7.18.

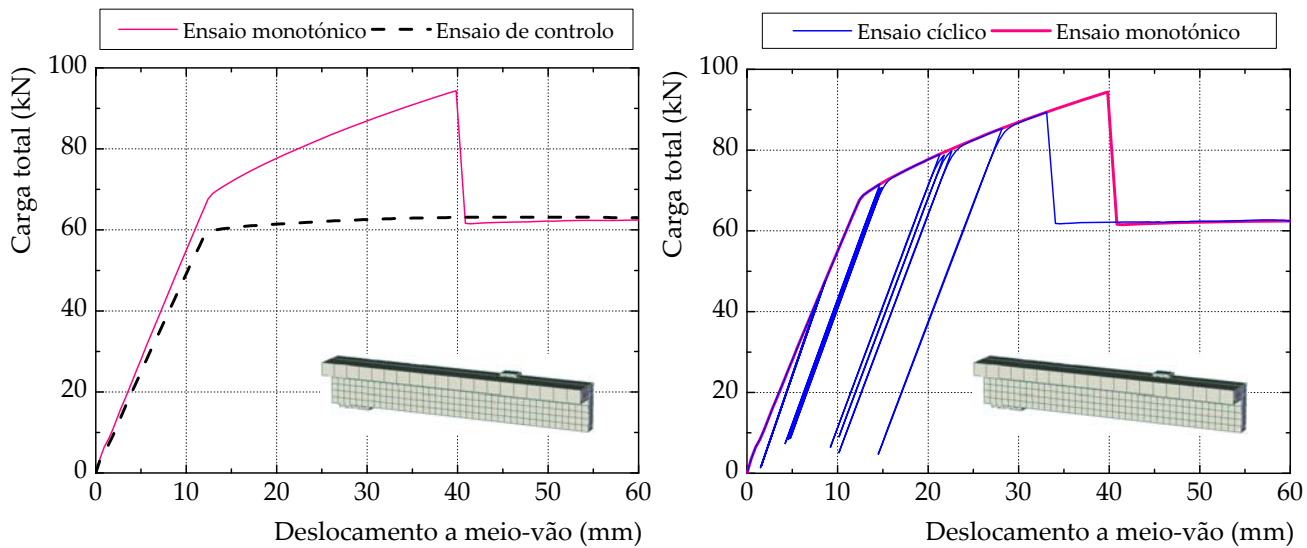


Figura 7.18: Curvas carga total *vs.* deslocamento a meio-vão da viga de secção transversal em T: ensaio monotónico (à esquerda) e ensaio cíclico (à direita).

Os resultados mostram que a viga exteriormente reforçada com compósito de GFRP e submetida a ensaio monotónico apresenta, após a fendilhação, uma rigidez ligeiramente superior à rigidez da viga de referência e que é explicada pelo reforço exterior de GFRP. Após a ruptura, a viga reforçada com compósito de GFRP segue o comportamento de pós cedência da viga de referência e que se explica pelo descolamento do compósito da superfície de betão.

Na Tabela 7.5 apresenta-se uma comparação entre as cargas máximas e os deslocamentos máximos obtidos experimentalmente e os obtidos através da modelação computacional. Com excepção dos momentos de fendilhação nas vigas VT-SREF e VT-M, os erros calculados nas cargas máximas são inferiores a 10,0% indicando uma boa aproximação dos modelos computacionais às vigas ensaiadas. No entanto, os erros aumentaram relativamente aos deslocamentos máximos nas distintas fases de ensaios.

A Figura 7.19 compara os modelos computacionais com os ensaios em termos de carga total *vs.* deslocamento a meio-vão das vigas. Esta figura mostra que os modelos computacionais apresentam uma boa aproximação aos ensaios.

Tabela 7.5: Cargas máximas e deslocamentos a meio-vão máximos nas vigas de secção transversal em T.

Viga	Fase de ensaio	P_{\max} (kN)		Erro (%)	δ_{\max} (mm)		Erro (%)
		Exp.	ATENA 3D		Exp.	ATENA 3D	
VT-SREF	Fendilhação	4,6	3,2	30,7	0,35	0,47	34,3
	Cedência	62,9	59,6	-5,2	13,37	12,46	-6,8
VT-M	Fendilhação	8,0	6,4	-19,7	0,92	0,94	2,2
	Cedência	72,6	69,8	-4,0	13,85	13,41	-3,2
VT-C	Ruptura	90,2	94,4	4,6	36,05	39,83	10,3
	Fendilhação	7,0	6,4	-8,3	0,76	0,94	23,7
VT-C	Cedência	75,1	69,3	-7,7	15,65	13,15	16,0
	Ruptura	93,3	89,4	-4,3	41,81	33,09	-20,9

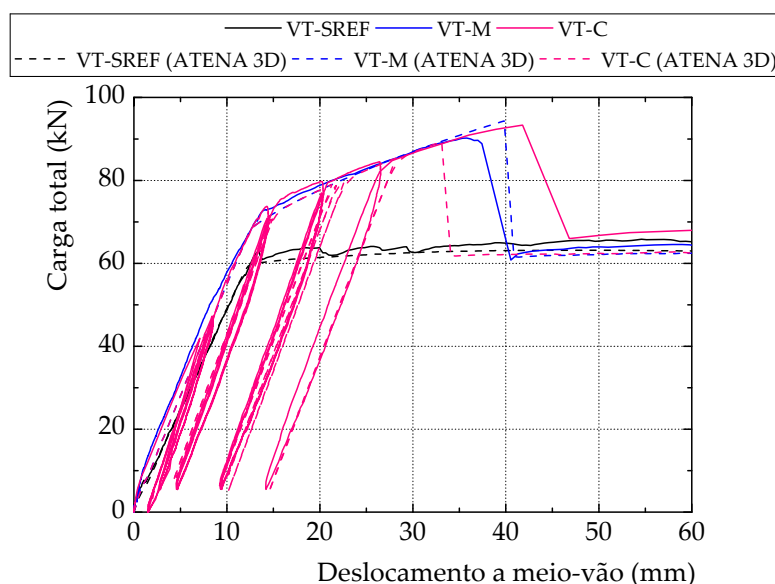


Figura 7.19: Comparação entre os modelos e os ensaios das vigas de secção transversal em T.

O ensaio cíclico e o respectivo modelo apresentam, durante a descarga, uma inclinação semelhante ao regime de pós-fendilhação da viga. No entanto, enquanto no modelo se observa que a viga segue o mesmo traço durante a carga e a descarga, este

comportamento já não foi observado experimentalmente. Este facto deve-se, possivelmente, ao tipo de relação constitutiva adoptada para modelar o betão no ATENA que considera que durante a descarga do elemento tem um comportamento constitutivo linear até alcançar a extensão nula (veja-se a Figura 7.3).

7.5.2. Extensões no compósito de GFRP

7.5.2.1. Provetes submetidos ao corte

As leituras das extensões no GFRP foram realizadas mediante a monitorização de nove pontos afastados de 20mm entre si com excepção do último ponto que ficou afastado 10mm do anterior. Deste modo, a extensão máxima no GFRP foi obtida no primeiro ponto monitorizado (ponto situado na região livre e de imposição de deslocamentos). A Tabela 7.6 apresenta a comparação entre os resultados obtidos na modelação computacional e a média dos resultados experimentais. Os erros obtidos não ultrapassam os 10%. A extensão no provete MC-REF80 com 0,5MPa de compressão lateral registou a melhor concordância com a extensão média experimental com um erro, por defeito, de apenas 0,7%.

Tabela 7.6: Extensões no GFRP (comparação com os provetes de referência).

Provete	σ_L (MPa)	$\varepsilon_{f,max}$ (%)		Erro (%)
		Exp. (*)	ATENA 3D	
MC-REF80	0,0	0,336	0,368	9,7
MC-REF20	0,0	0,416	0,383	-8,0
MC-REF80	0,5	0,539	0,535	-0,7
MC-REF80	1,0	0,845	0,780	-7,7

(*) Valores médios experimentais.

A monitorização das extensões em diversos pontos do comprimento de colagem permitiu obter a distribuição das extensões no GFRP. Os resultados estão apresentados na Figura 7.20 para 4 patamares de força máxima: 25%, 50%, 75% e 100% de F_{max} . No caso dos provetes com GFRP com 80mm de largura, a região livre apresenta um aumento significativo das extensões. Na região oposta, e em todos os modelos, as extensões são praticamente nulas.

As diferenças entre a modelação com EF de interface baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb e sem EF de interface (ligação rígida) são significativas. Por exemplo, a distribuição das extensões (e consequentemente as tensões longitudinais) ao longo da superfície colada fica comprometida. Em ambas as circunstâncias, com e sem EF de interface, as distribuições das extensões principais máximas são bastante diferentes conforme se mostra no provete MC-REF80 e sem imposição de tensões de compressão lateral representado na Figura 7.21 para a força de 20kN.

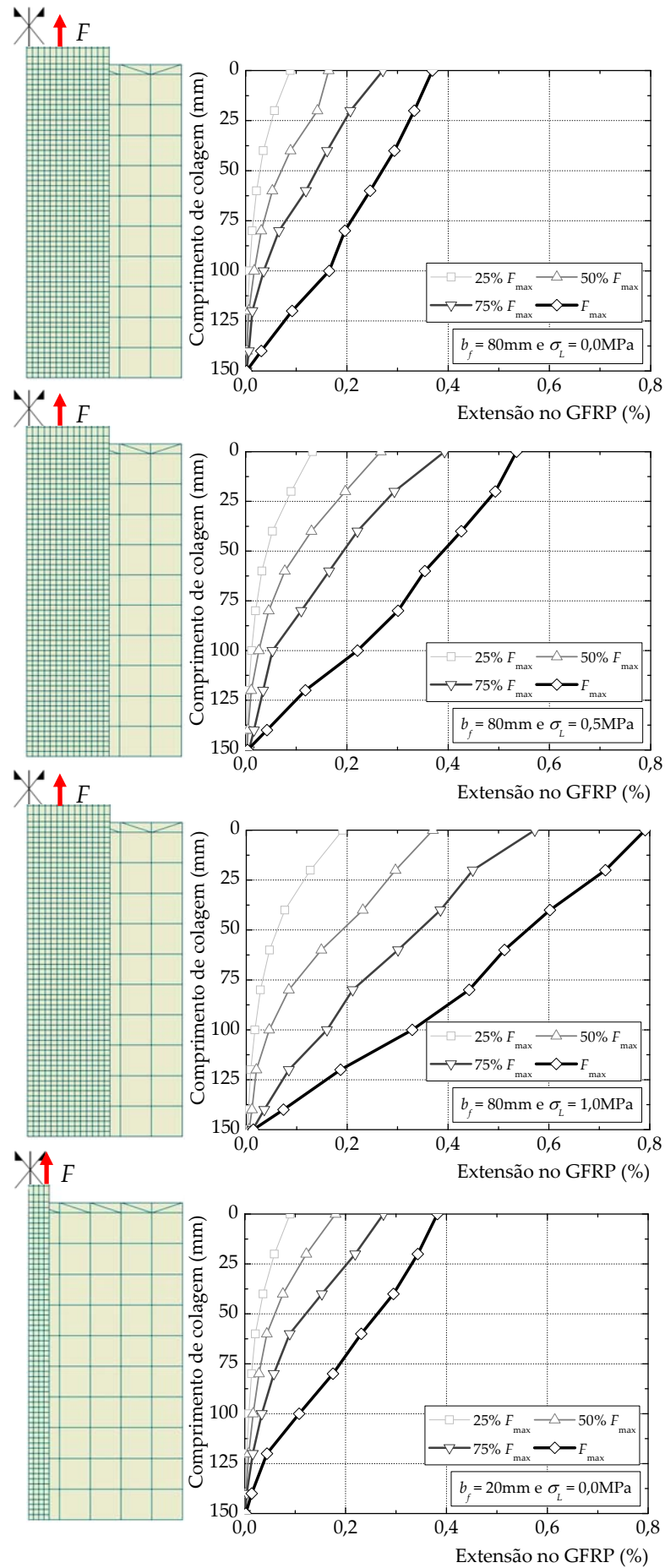


Figura 7.20: Distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem.

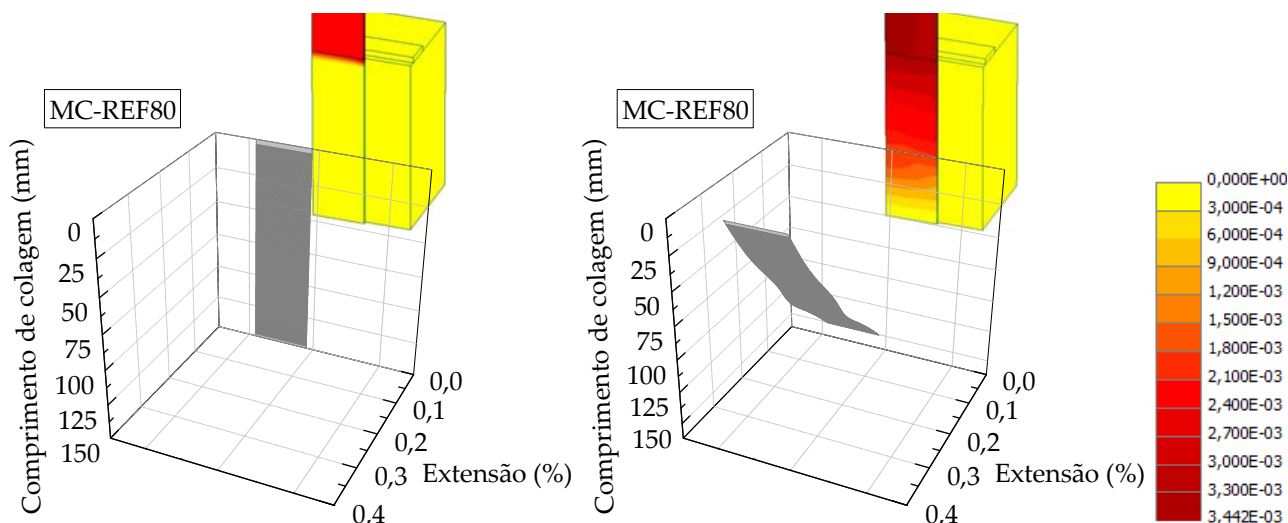


Figura 7.21: Extensões principais máximas para 20kN no modelo MC-REF80 sem tensão de compressão lateral assumindo: interface rígida (à esquerda); e EF de interface (à direita).

7.5.2.2. Vigas de secção rectangular

Os dados relativos às extensões no GFRP ao longo do comprimento de colagem foram obtidos a partir da monitorização de vinte e cinco pontos afastados de 10mm entre si. A extensão no GFRP a meio-vão da viga foi também monitorizada proporcionando o registo da extensão máxima no compósito. A Figura 7.22 mostra a distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem nas vigas exteriormente reforçadas com GFRP. Na viga com GFRP com 80mm de largura, nota-se um pico das extensões numa região à esquerda da secção de meio vão e que é indicativo da abertura de uma fenda. Refira-se que nos ensaios experimentais se verificou, nessa região da viga, uma fendilhação de corte que proporcionou o descolamento prematuro do compósito de GFRP.

Comparando as extensões máximas no GFRP com a média dos resultados experimentais, os erros vão até aos 35,9% nas vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 20mm de largura. A Tabela 7.7 apresenta a comparação entre a média dos resultados experimentais e os resultados obtidos na modelação.

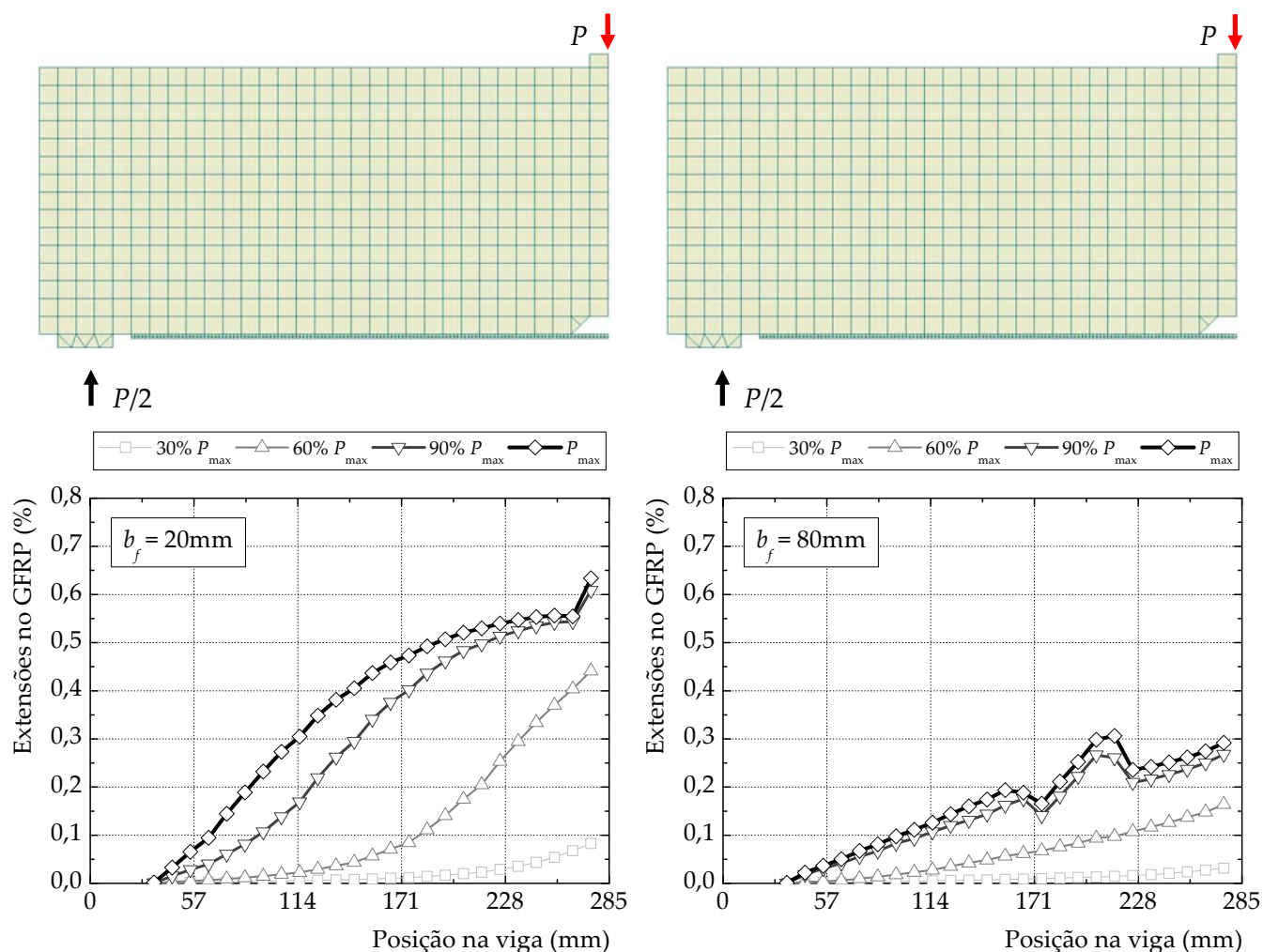


Figura 7.22: Distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem nas vigas com GFRP com $b_f = 20\text{mm}$ (à esquerda) e $b_f = 80\text{mm}$ (à direita).

Tabela 7.7: Extensões no GFRP (comparação com os provetes de referência).

Provete	$\varepsilon_{f,\max}$ (%)		Erro (%)
	Exp. (*)	ATENA 3D	
V-REF20	0,980	0,628	-35,9
V-REF80	0,400	0,342	-14,5

(*) Valores médios experimentais.

As curvas representadas na Figura 7.23 mostram a comparação entre as extensões medidas experimentalmente e as obtidas a partir da modelação para níveis de carga iguais. Os resultados evidenciam que, apesar de haver alguma diferença nas extensões máximas no compósito de GFRP, o desenvolvimento ao longo do comprimento de colagem é muito similar essencialmente na análise da viga com 20mm de largura de GFRP. Na viga exteriormente reforçada com GFRP com 80mm de largura, as extensões ao longo do comprimento de colagem são, para patamares de carga mais altos, também superiores aos obtidos pela modelação. Observa-se ainda pela Figura 7.23 que a fendilhação desenvolvida no ensaio situa-se ligeiramente à esquerda da fenda obtida através do programa de cálculo automático.

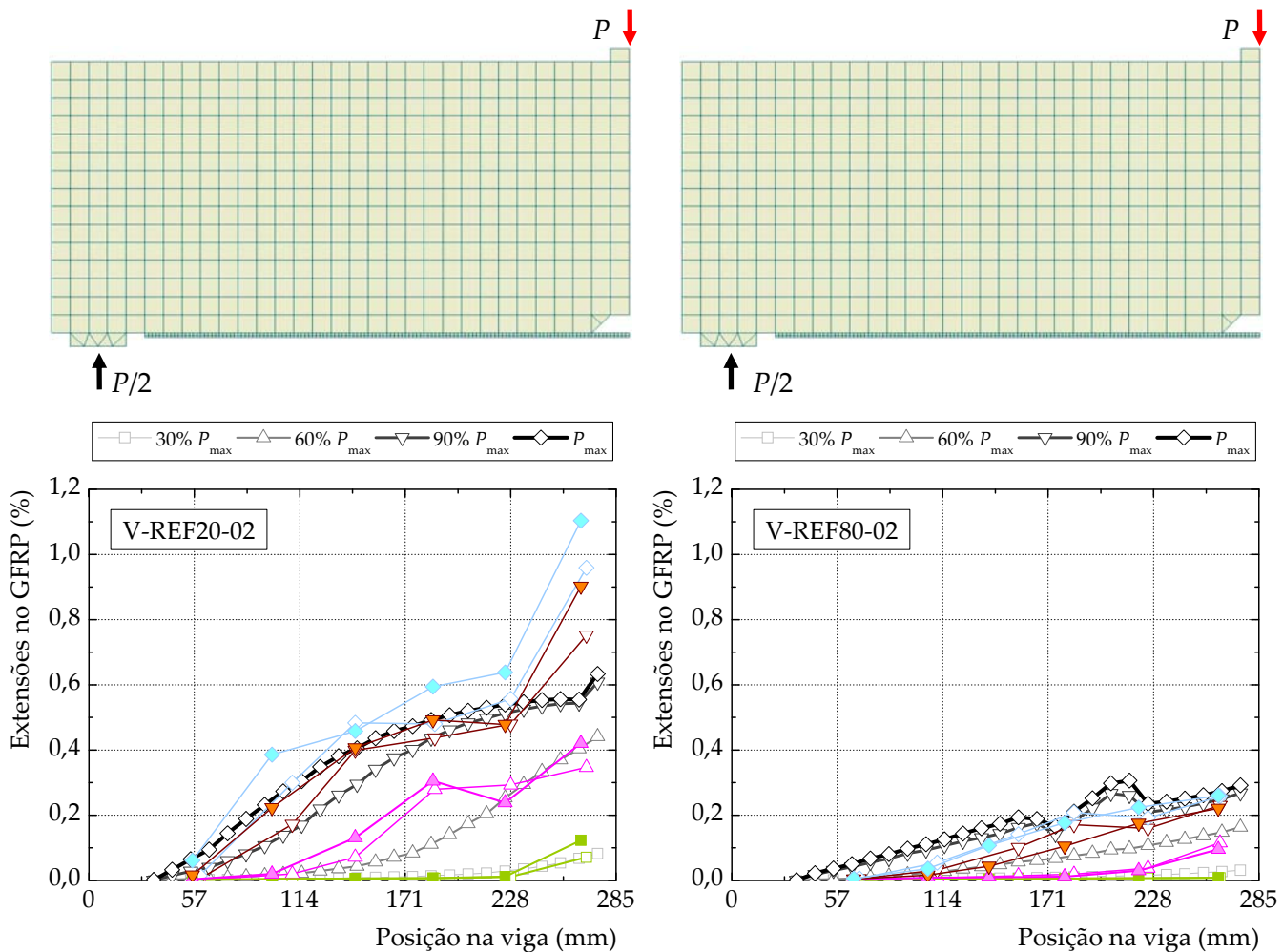


Figura 7.23: Comparação entre as distribuições das extensões experimentalmente e a obtida a partir da modelação computacional nas vigas V-REF20-02 (à esquerda) e V-REF80-02 (à direita).

7.5.2.3. Vigas de secção transversal em T

As extensões no GFRP do modelo foram medidas com base em vinte pontos de monitorização. Dadas as condições de simetria utilizadas no modelo computacional, escolheu-se a parte da viga com maior número de extensómetros utilizados, isto é, a parte esquerda para comparação com os resultados experimentais (veja-se a Figura 6.11).

Os resultados evidenciam um acréscimo significativo das extensões no GFRP após a cedência das armaduras de aço até ao momento da ruptura. Ao mesmo tempo, as extensões no GFRP na região entre a aplicação das cargas exteriores apresentam, como era expectável, um aumento mais acentuado do que nas regiões entre o apoio e o ponto de aplicação da carga. A Figura 7.24 mostra as distribuições das extensões no GFRP ao longo do comprimento de colagem nos dois modelos das vigas exteriormente reforçada com GFRP.

Comparativamente aos resultados experimentais, a Tabela 7.8 apresenta as extensões máximas no GFRP e na qual se introduziram também os erros calculados entre ambas as situações (experimental e de modelação computacional). Os resultados evidenciam uma excelente concordância para o momento de fendilhação do betão que se explica pelo comportamento elástico e linear de todos os materiais. No entanto, para

os restantes patamares de cedência das armaduras e de descolamento do GFRP, os erros encontrados são maiores. De entre eles, destaca-se a extensão máxima obtida para a viga submetida a ciclos de carga na qual se obteve um erro de -36,3% no momento de cedência das armaduras de aço. Se se comparar a distribuição das extensões no GFRP ao longo do comprimento de colagem, verifica-se que os resultados são bastante precisos verificando-se maiores discrepâncias no momento de descolamento do GFRP e que podem ser explicadas pela abertura de fendas no betão, as quais foram modeladas com base no conceito da distribuição contínua de fendas (*smearred crack*).

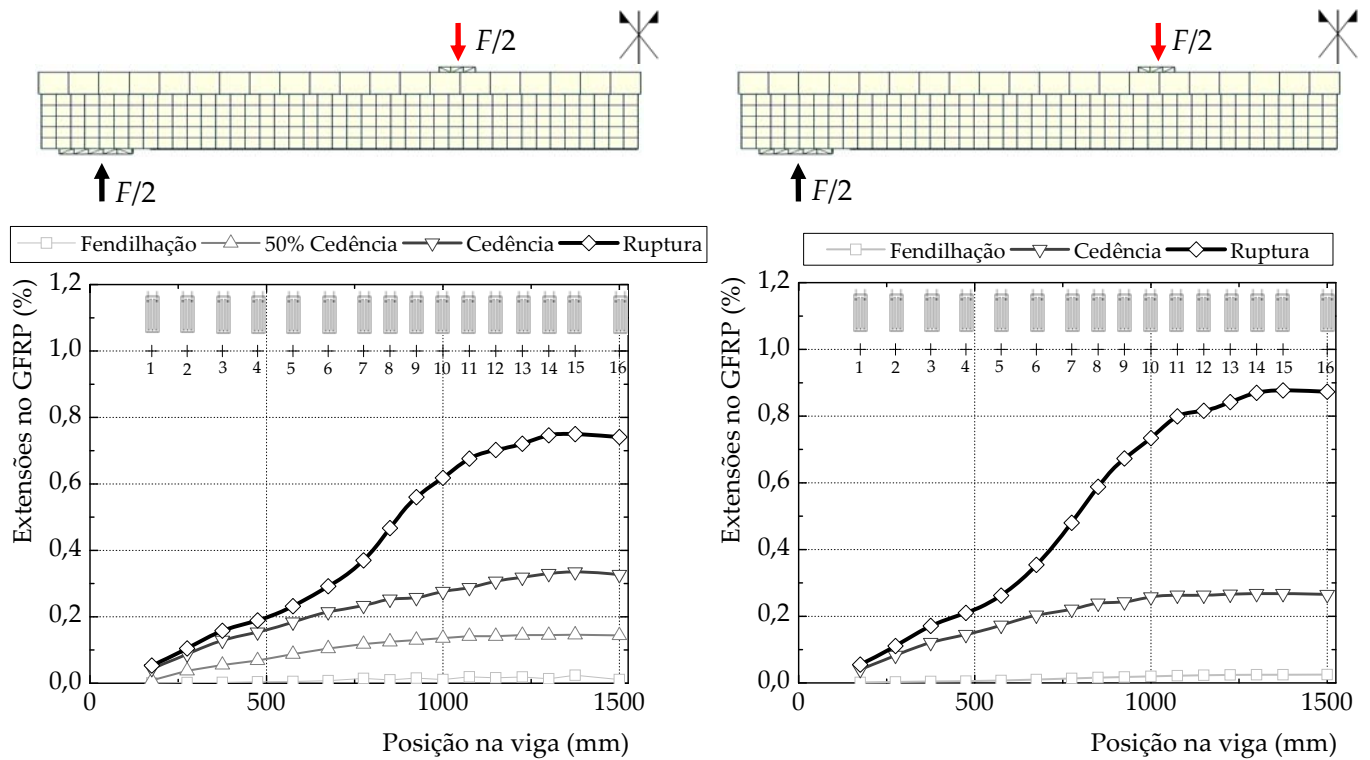


Figura 7.24: Distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem nas vigas submetidas a ensaio monotónico (ema esquerda) e a ensaio cíclico (à direita).

Tabela 7.8: Extensões máximas no GFRP nas vigas de secção transversal em T.

Viga	Fase de ensaio	$\epsilon_{f,max}$ (%)				Erro (%)
		Exp.	Extensómetro	ATENA 3D	Extensómetro	
VT-M	Fendilhação	0,024	15	0,025	16	3,3
	Cedência	0,291	15	0,335	15	17,2
	Ruptura	0,909	15	0,750	15	-17,5
VT-C	Fendilhação	0,025	16	0,025	16	-
	Cedência	0,421	16	0,268	14 e 15	-36,3
	Ruptura	1,033	16	0,877	15	-15,1

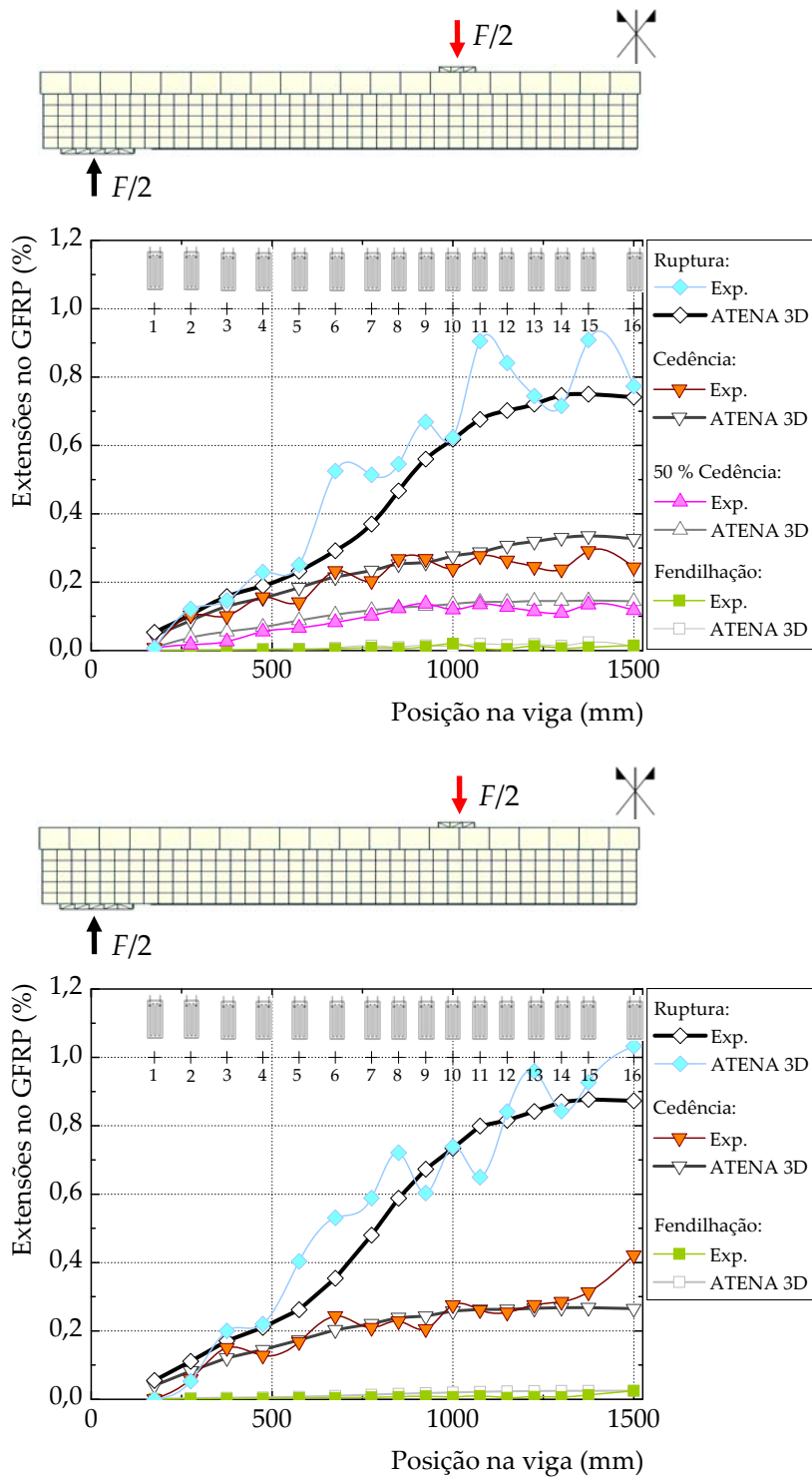


Figura 7.25: Comparação entre as distribuições das extensões experimentalmente e a obtida a partir da modelação computacional: ensaio monotónico (em cima) e ensaio cíclico (em baixo).

7.5.3. Determinação das leis de *bond-slip*

7.5.3.1. Provetes submetidos ao corte

As relações entre a tensão de aderência e o deslizamento entre o GFRP e o betão foram determinadas com base na monitorização das extensões no GFRP. As tensões de

aderência foram calculada de acordo com a expressão (5.3) e os deslizamentos a partir da expressão (5.30). Seguiu-se a metodologia proposta por Ueda e Dai [30] pelo que se começou por identificar a curva extensão-deslizamento que melhor traduz o comportamento desta relação na modelação. Os gráficos da Figura 7.26 mostram as relações extensão-deslizamento onde a curva obtida a partir da proposta de Ueda e Dai [30] se encontra representada pela linha a cheio e onde o parâmetro B (veja-se o Sub-Capítulo 5.5.3.1) é igual a 9 para os modelos sem qualquer tensão de compressão lateral (GFRP com 80mm e 20mm de largura), igual a 6 no modelo com 0,5MPa de compressão lateral e igual a 4 no modelo com 1,0MPa de compressão lateral.

As leis de *bond-slip* foram obtidas a partir da expressão (5.42) estão representadas nos gráficos da Figura 7.27. Nesta figura, mostram-se ainda os resultados obtidos na modelação computacional para diferentes pontos da ligação.

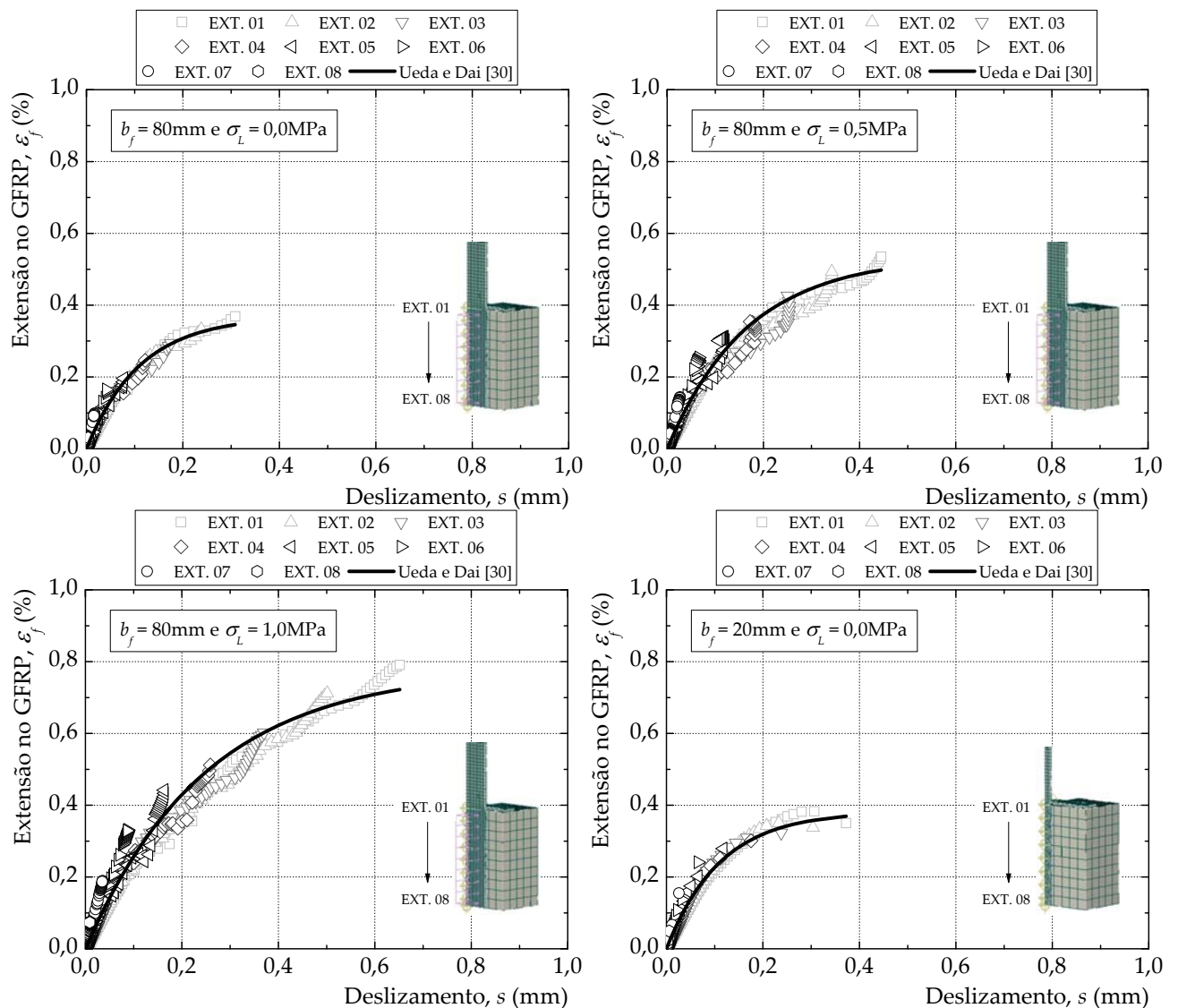


Figura 7.26: Curvas extensão-deslizamento nos provetes de referência.

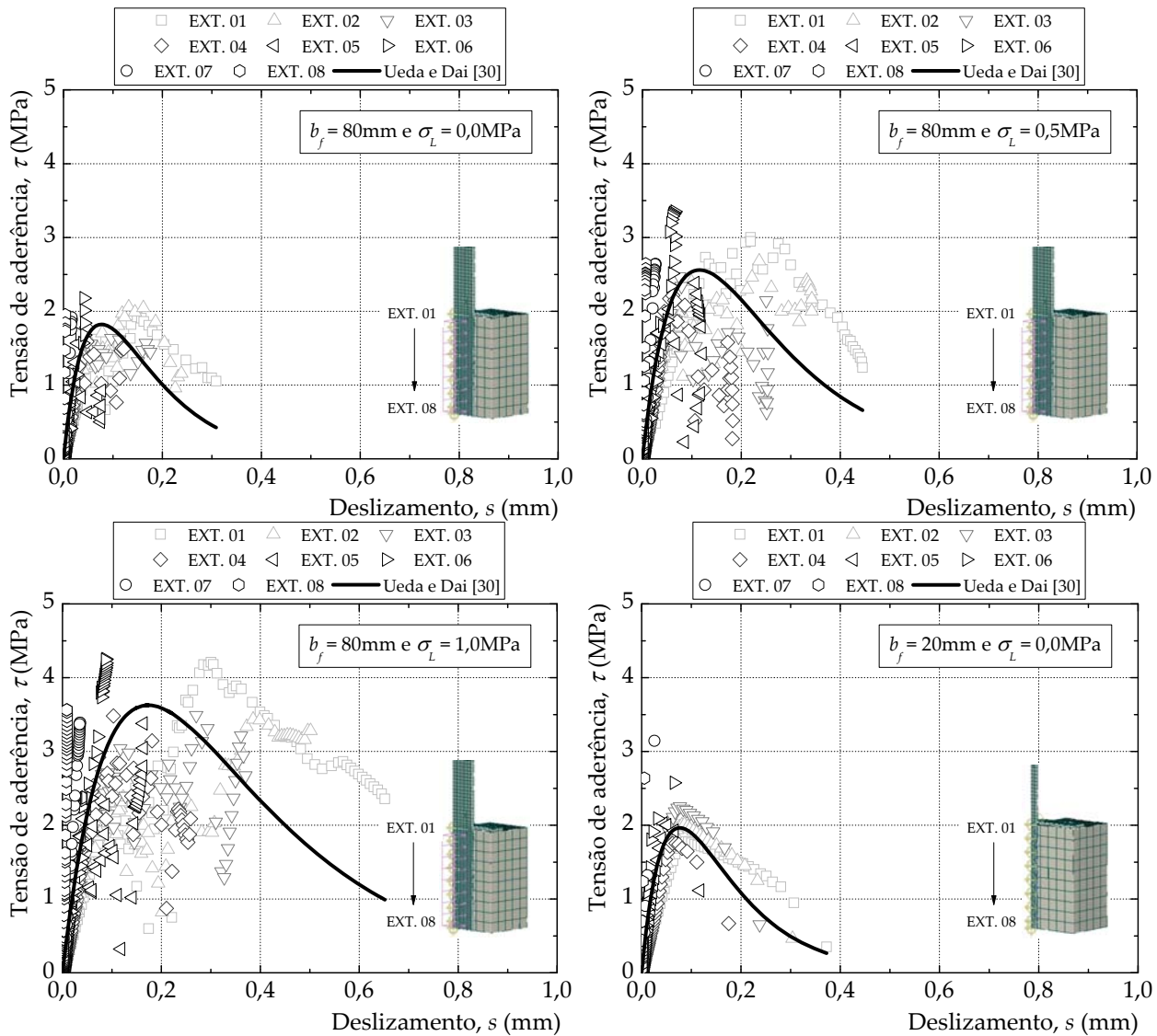


Figura 7.27: Leis *bond-slip* nos provetes de corte duplo de referência.

7.5.3.2. Vigas de seção retangular

As curvas de *bond-slip* nas vigas de seção retangular foram realizadas a partir dos resultados da monitorização das extensões no GFRP tendo-se recorrido a proposta de Ueda e Dai [30]. Assim, identifica-se a curva extensão-deslizamento que melhor traduz o comportamento desta relação alcançado na modelação e onde o parâmetro B é quantificado e em seguida as curvas *bond-slip* foram obtidas. A Figura 7.28 mostra os gráficos inerentes à metodologia proposta por Ueda e Dai [30].

Os resultados mostram que a curva extensão-deslizamento que melhor representa os valores obtidos pelo programa de cálculo automático tem por valor do parâmetro B igual a 4. A curva de *bond-slip* mostra também uma boa concordância com os resultados obtidos da análise por elementos finitos. No entanto, esta relação não é representativa, a partir de certo ponto, da curva de *bond-slip* determinada. Esta evidência pode ser explicada pelo desenvolvimento de tensões normais de compressão junto a meio-vão motivadas pelo ponto angular existente nesta região da viga que proporciona o desenvolvimento de maiores tensões de aderência. Mais adiante, no

Sub-Capítulo 7.5.6 mostram-se os desenvolvimentos das tensões normais ao longo do comprimento de colagem obtidos a partir da análise por elementos finitos.

Note-se que nas vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura esta análise não foi realizada por se induzir um modo de fractura misto (Modos I e II) que, na determinação das leis de *bond-slip*, deverá ser evitado.

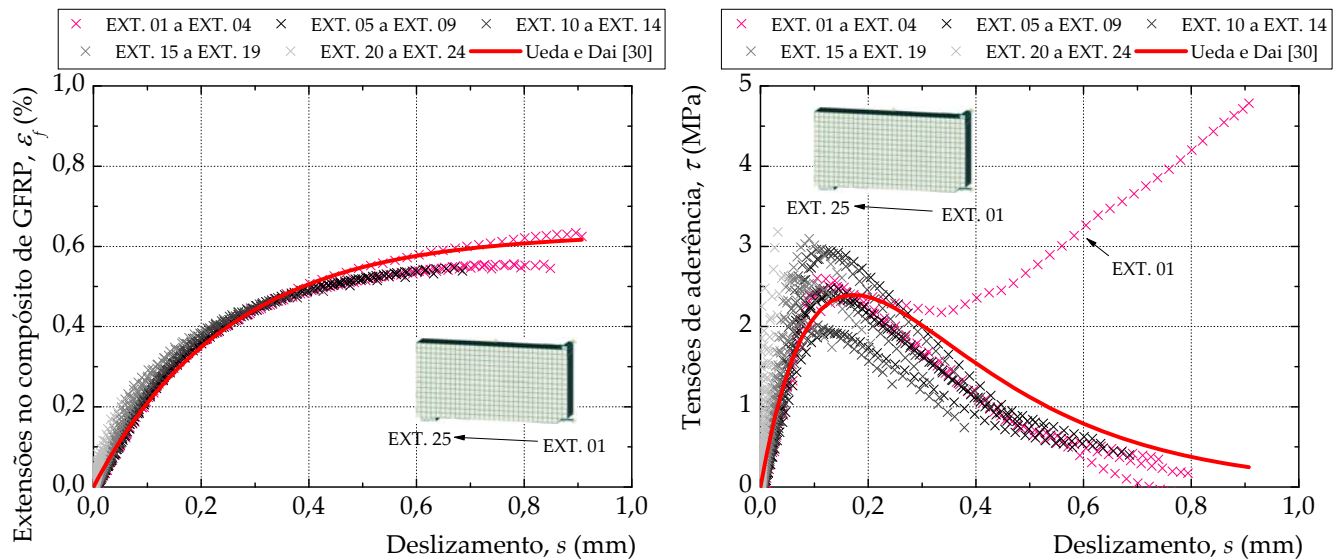


Figura 7.28: Curvas extensão-deslizamento (à esquerda) e curvas *bond-slip* (à direita) nas vigas de secção rectangular de referência.

7.5.4. Tensões de aderência máximas

A determinação das tensões de aderência máximas nos modelos computacionais foi feita mediante os resultados obtidos a partir da expressão (5.3) e não a partir da leitura dos valores máximos resultantes directamente do modelo. Desta forma procurou-se realizar uma comparação entre tensões de aderência máximas determinadas com base na mesma metodologia de cálculo efectuada para os ensaios experimentais.

7.5.4.1. Provetes submetidos ao corte

Com as diversas monitorizações realizadas no elemento de GFRP, procedeu-se à determinação da distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem. Os resultados obtidos estão apresentados graficamente na Figura 7.29 podendo observar-se que para níveis de carga mais baixos (por exemplo a 25% da força máxima) as tensões de aderência máximas desenvolvem-se nas regiões mais próximas do GFRP não colado e de aplicação de cargas e que, com o aumento da força, estas tensões tendem a desenvolver-se nas regiões opostas. Esta distribuição de tensões de aderência está em conformidade com o exposto no Sub-Capítulo 4.2. Observa-se ainda que, para a força máxima, a tensão de aderência junto à região de aplicação de cargas não chegou a zero pelo que, indicia que o comprimento de colagem adoptado corresponde a um comprimento de colagem inferior ao comprimento de transferência. No Capítulo 4, o comprimento de transferência calculado foi de 212,6mm.

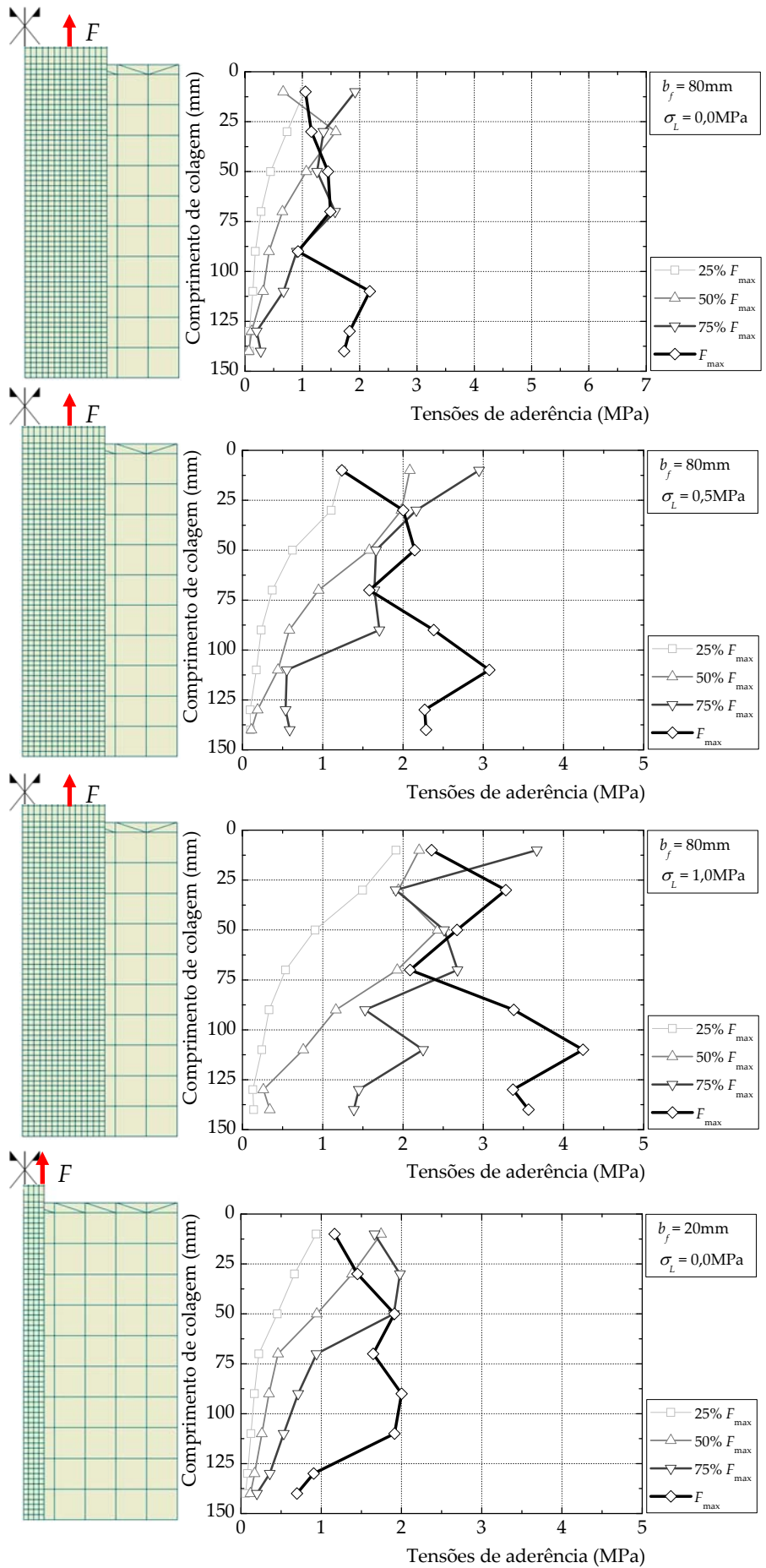


Figura 7.29: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem.

A Figura 7.30 mostra as distribuições das tensões de aderência obtidas a partir da modelação computacional para o nível de força máxima. Os resultados evidenciam que as tensões de aderência não sofrem grandes variações ao longo da largura de colagem e que as tensões de aderência máximas se localizam na região oposta à aplicação das cargas.

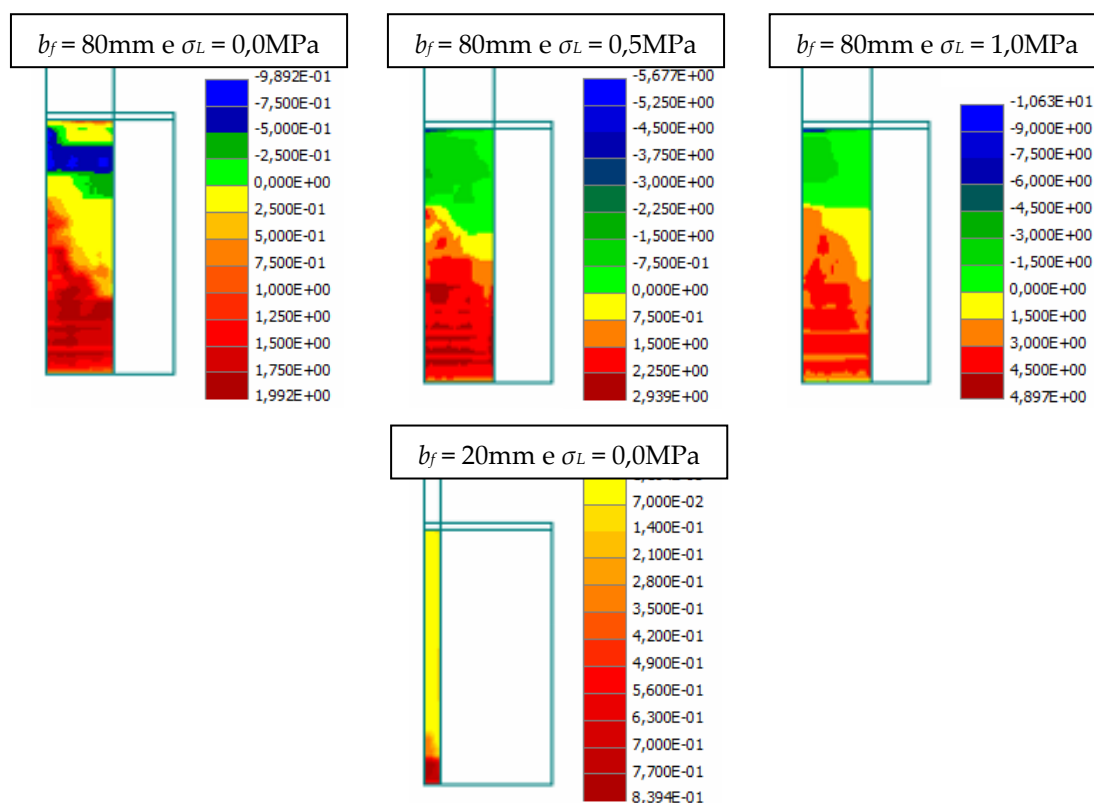


Figura 7.30: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para força máxima (interface gráfica a 2D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

A Tabela 7.9 faz a comparação entre as tensões de aderência máximas obtidas experimentalmente e numericamente verificando-se que o maior erro foi de 22,5% no modelo com GFRP com 80mm de largura e sem qualquer tensão de compressão lateral.

Tabela 7.9: Tensões de aderência máximas (comparação com os provetes de referência).

Provete	σ_L (MPa)	τ_{\max} (MPa)		Erro (%)
		Exp. (*)	ATENA 3D	
MC-REF80	0,0	1,78	2,18	22,5
MC-REF20	0,0	1,69	2,00	18,7
MC-REF80	0,5	2,85	3,08	8,1
MC-REF80	1,0	4,44	4,24	-4,5

(*) Valores médios experimentais.

7.5.4.2. Vigas de secção rectangular

A monitorização das extensões ao longo do comprimento de colagem permitiu, à semelhança dos provetes de corte, obter a distribuição das tensões de aderência. A Figura 7.31 mostra a evolução das tensões de aderência para quatro fases distintas do ensaio, 30, 60%, 90% e 100% da carga máxima aplicada à viga. Conforme se pode ver, para um nível de carga mais baixo as tensões de aderência máximas desenvolvem-se junto à secção de meio-vão. O aumento do nível de carga promove a migração destas tensões para a extremidade oposta, isto é, para uma região próxima do apoio. É na fase de carregamento máximo que as tensões de aderência tendem a anular-se junto à secção de meio-vão. A Figura 7.31 permite ainda identificar o comprimento de transferência (L_t) da ligação através da distância entre a tensão de aderência máxima e a tensão de aderência nula no momento da ruptura. Desta forma, o comprimento de transferência obtido seria de cerca de 190mm.

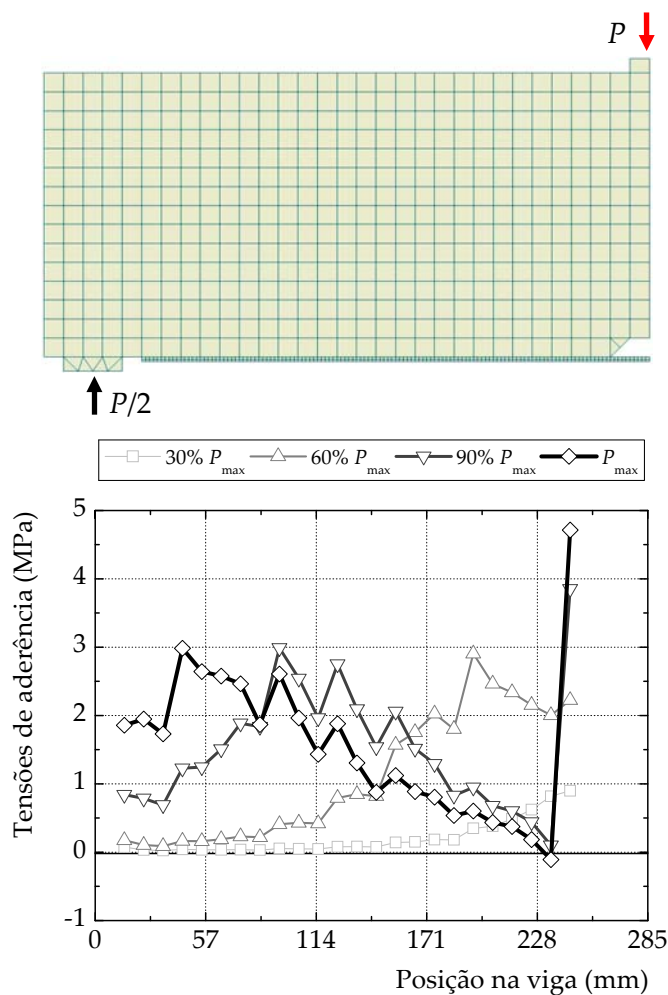


Figura 7.31: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem.

Comparativamente aos resultados obtidos experimentalmente, as vigas com 20mm de GFRP apresentam uma diferença de 1,47MPa (6,19MPa e 4,71MPa) e cujo desvio relativamente ao experimental é de 23,8%.

A Figura 7.32 mostra as distribuições das tensões de aderência obtidas a partir da modelação computacional para dois momentos: fendilhação e ruptura. Os resultados

evidenciam, conforme já se referiu, que as tensões de aderência migram para as zonas opostas à aplicação da força no compósito com o aumento do nível de carga. Saliente-se porém, que o modelo computacional mostra, no momento de ruptura, uma concentração elevada de tensões de aderência junto da secção de meio vão e que pode ser explicado pela descontinuidade brusca da ligação GFRP/betão existente nas vigas de secção rectangular.

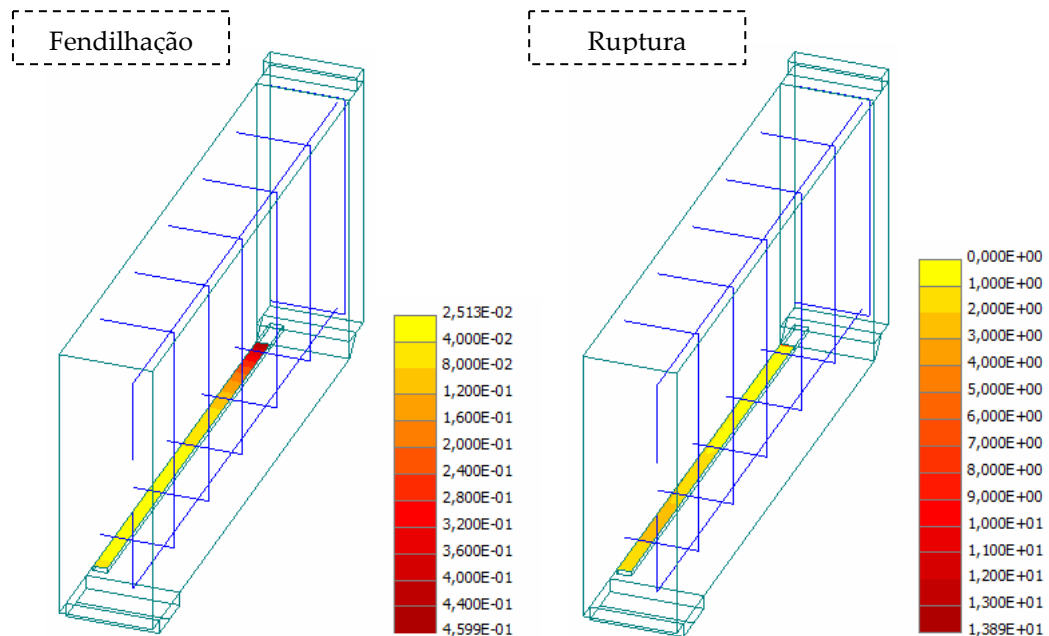


Figura 7.32: Distribuição das tensões de aderência na ruptura ao longo do comprimento de colagem colagem para duas fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

7.5.4.3. Vigas de secção transversal em T

A monitorização nas vigas permitiu elaborar os gráficos da Figura 7.33 nos quais se pode ver as distribuições das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem nos ensaios monotónico e cíclico para as fases de ensaio de fendilhação, de cedência das armaduras de aço e de ruptura (carga máxima). Os resultados evidenciam que os ensaios monotónico e cíclico não geraram distribuições distintas tendo-se verificado que o valor máximo se desenvolveu entre os extensómetros 7 e 8. Neste intervalo, calculou-se para o ensaio monotónico uma tensão de aderência máxima de 0,77MPa enquanto que no ensaio cíclico a tensão de aderência máxima calculada foi de 0,86MPa. As distribuições das tensões de aderência caracterizam-se assim por uma distribuição suave destas tensões ao longo do comprimento de colagem e tendem para zero junto à secção de meio-vão, isto é, na região de momento flector constante. Estes resultados são, comparativamente aos ensaios obtidos pela via experimental, bastante díspares. A causa para estas diferenças significativas pode ficar a dever-se ao tipo de modelação da fenda no betão utilizada pelo programa de cálculo automático (*smearred crack*) que, por não introduzir uma descontinuidade física, representativa da abertura da fenda, não proporciona a inversão do sentido das tensões de aderência na ligação. Este efeito foi também verificado nos trabalhos de Giuseppe Simonelli [208] e de Giulio

Alfano *et al.* [209] em que o recurso a modelos de distribuição contínua da fenda não foram capazes de reproduzir a distribuição das tensões de aderência de vigas exteriormente reforçadas com CFRP submetidas a ensaios de flexão de 4 pontos. Estes autores concluíram ainda que o recurso a modelos com base na abertura discreta de fendas (*discrete crack*) proporcionavam uma melhor aproximação à distribuição real das tensões de aderência na ligação FRP/betão. As distribuições apresentadas na Figura 7.33 estão assim em perfeita concordância com o trabalho realizado por Giuseppe Simonelli [208] e de Giulio Alfano *et al.* [209].

Os gráficos da Figura 7.35 permitem verificar as discrepâncias calculadas para as distribuições das tensões de aderência na ligação GFRP/betão em diferentes momentos do ensaio.

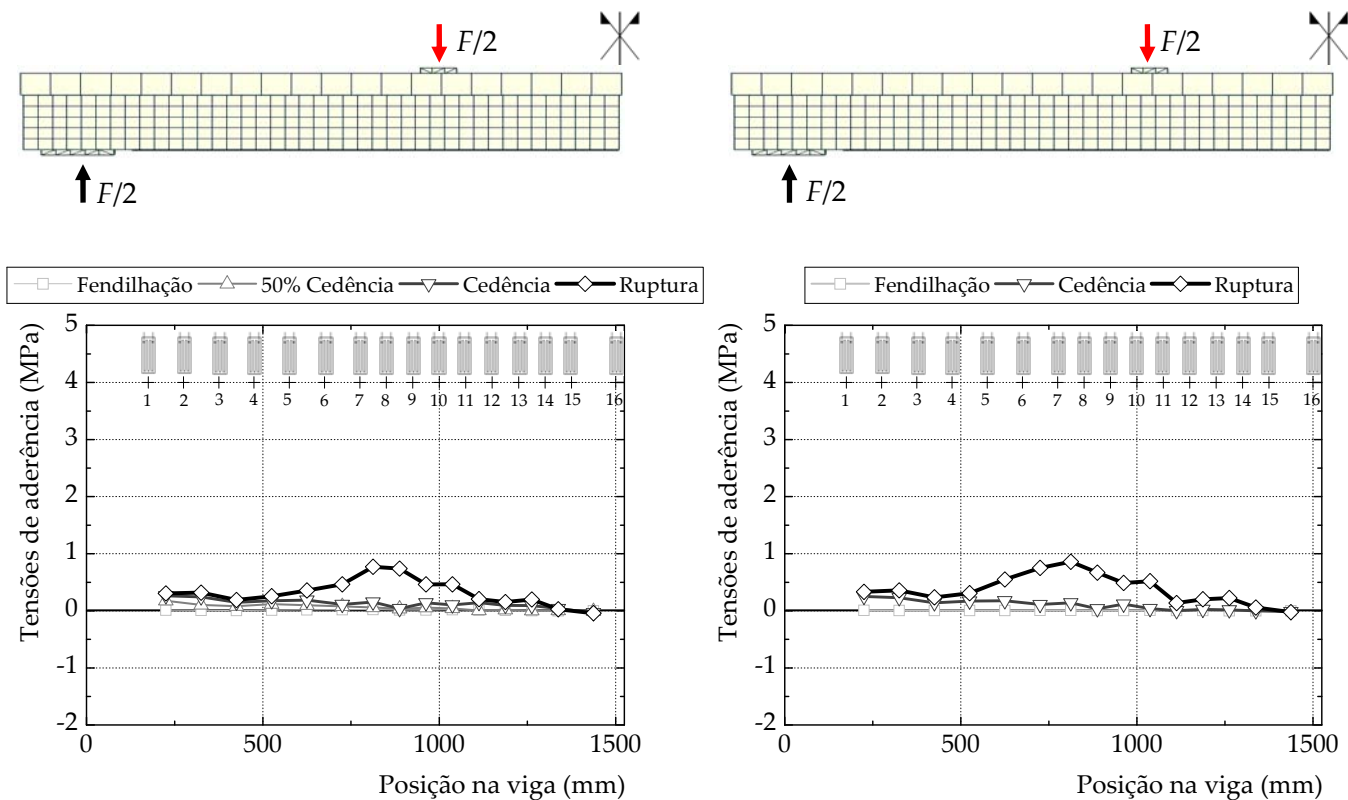


Figura 7.33: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem.

Pelas razões expostas anteriormente, a Tabela 7.10 apresenta a comparação entre as tensões de aderência máximas obtidas experimentalmente e as obtidas directamente a partir do programa de cálculo, ou seja, sem recurso aos pontos de monitorização do GFRP. Os erros obtidos são assim significativos apesar de na ruptura, os erros serem mais reduzidos.

A Figura 7.35 mostra as distribuições das tensões de aderência ao longo da interface GFRP/betão obtida a partir do programa de cálculo automático em ambos os ensaios: monotónico e cíclico. Nesta figura, faz-se a distinção de três momentos distintos do ensaio: fendilhação, cedência dos varões de aço e ruptura ou descolamento do GFRP. Uma vez mais, verifica-se que as tensões de aderência são praticamente nulas nas regiões de momento flector constante e maiores junto à aplicação da carga exterior.

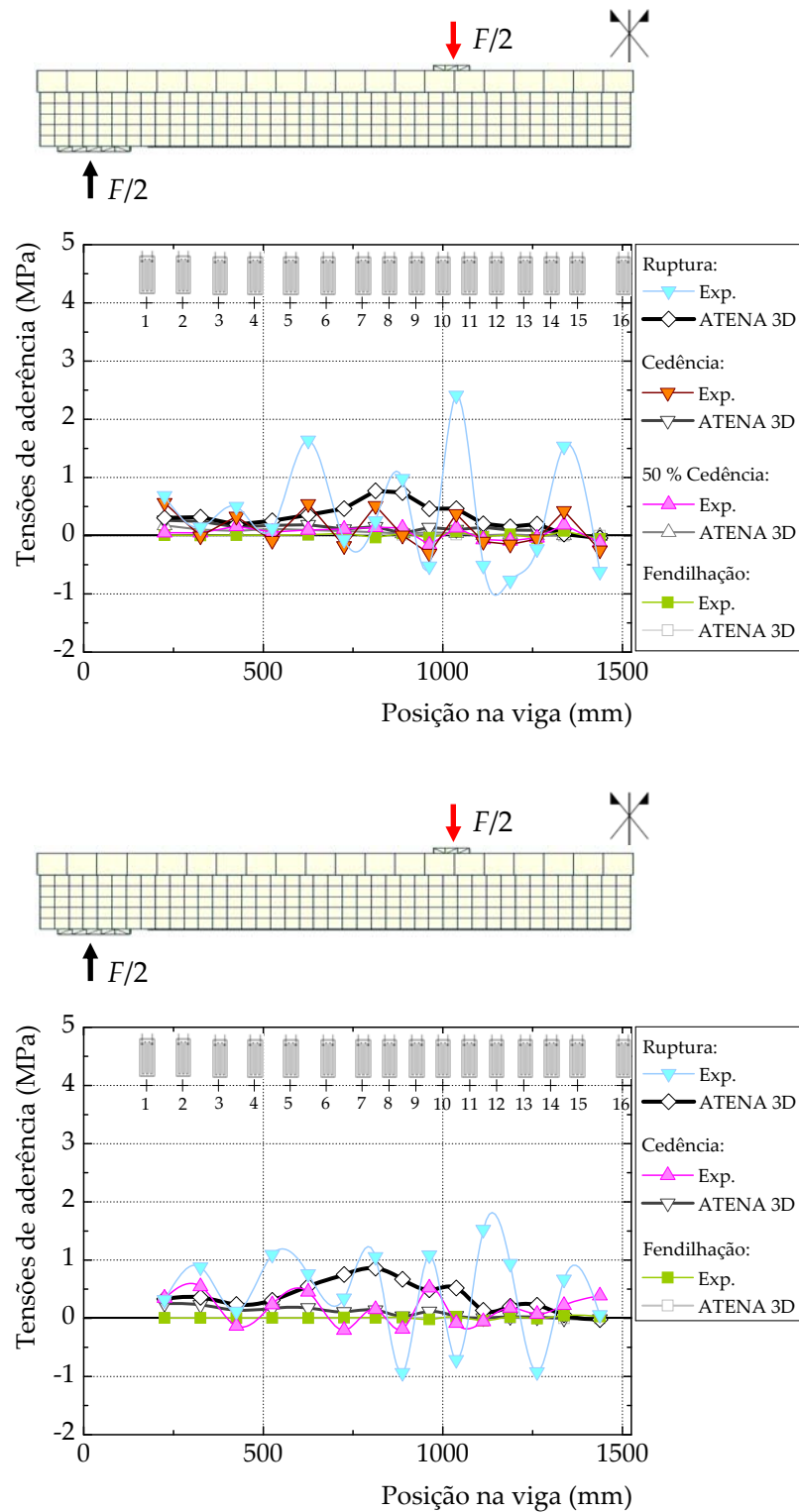


Figura 7.34: Comparação entre as distribuições das tensões de aderência experimentais e as obtidas a partir da modelação computacional: ensaio monotónico (em cima) e ensaio cíclico (em baixo).

Apesar da modelação não ter conseguido representar a distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento da viga na ruptura, de acordo com Teng *et al.* [172] e Lu *et al.* [173], a modelação do elemento de betão com recurso ao conceito da

distribuição contínua da fenda numa determinada banda (*smearred crack*) pode ser usado se se assumir uma malha muito refinada junto à ligação FRP/betão. De acordo com estes autores, o descolamento do compósito de FRP da superfície de betão ocorre associado a um destacamento de uma camada fina de betão (cerca de 2 a 5mm). Para se conseguir modelar o padrão e a forma das fendas que estão associadas ao destacamento de uma camada fina de betão com recurso ao *smearred crack*, Teng *et al.* [172] e Lu *et al.* [173] afirmam que o modelo de fendilhação fixo (*fixed crack model*) deve ser preterido em relação ao modelo de fendilhação rotativo (*rotating crack model*). Ao mesmo tempo, deve-se recorrer a elementos finitos de dimensão similar à espessura da camada de betão associada ao descolamento do compósito de FRP. O modelo de fendilhação fixo é recomendado por Teng *et al.* [172] e Lu *et al.* [173] apenas se a dimensão dos elementos finitos for da ordem dos 0,25mm a 0,50mm.

Tabela 7.10: Tensões de aderência máximas (comparação com as vigas exteriormente reforçadas com GFRP).

Viga	Ensaio	Fase de ensaio	τ_{\max} (MPa)		Erro (%)
			Exp.	ATENA 3D (*)	
VT-M	Monotónico	Fendilhação	0,08	0,16	100,0
		Cedência	0,54	1,23	128,0
		Ruptura	2,41	2,37	1,7
VT-C	Cíclico	Fendilhação	0,05	0,04	20,0
		Cedência	0,55	1,27	130,9
		Ruptura	1,52	1,97	29,6

(*) Valores registados directamente do programa de cálculo automático.

Como resultado, a resolução do sistema de equações não lineares na análise a 3D aumenta consideravelmente tornando demasiado pesado o processo de cálculo, motivo pelo qual se realizou uma análise a 2D com o ATENA assumindo-se o modelo de fendilhação rotativo para o betão e seguido-se as recomendações de Teng *et al.* [172] e Lu *et al.* [173]. No total, utilizaram-se 13738 elementos finitos e 17217 nós. Comparando com os valores experimentais, a distribuição das tensões de aderência ao longo do vão da viga são agora melhor estimadas pela modelação computacional conforme se mostra na Figura 7.36.

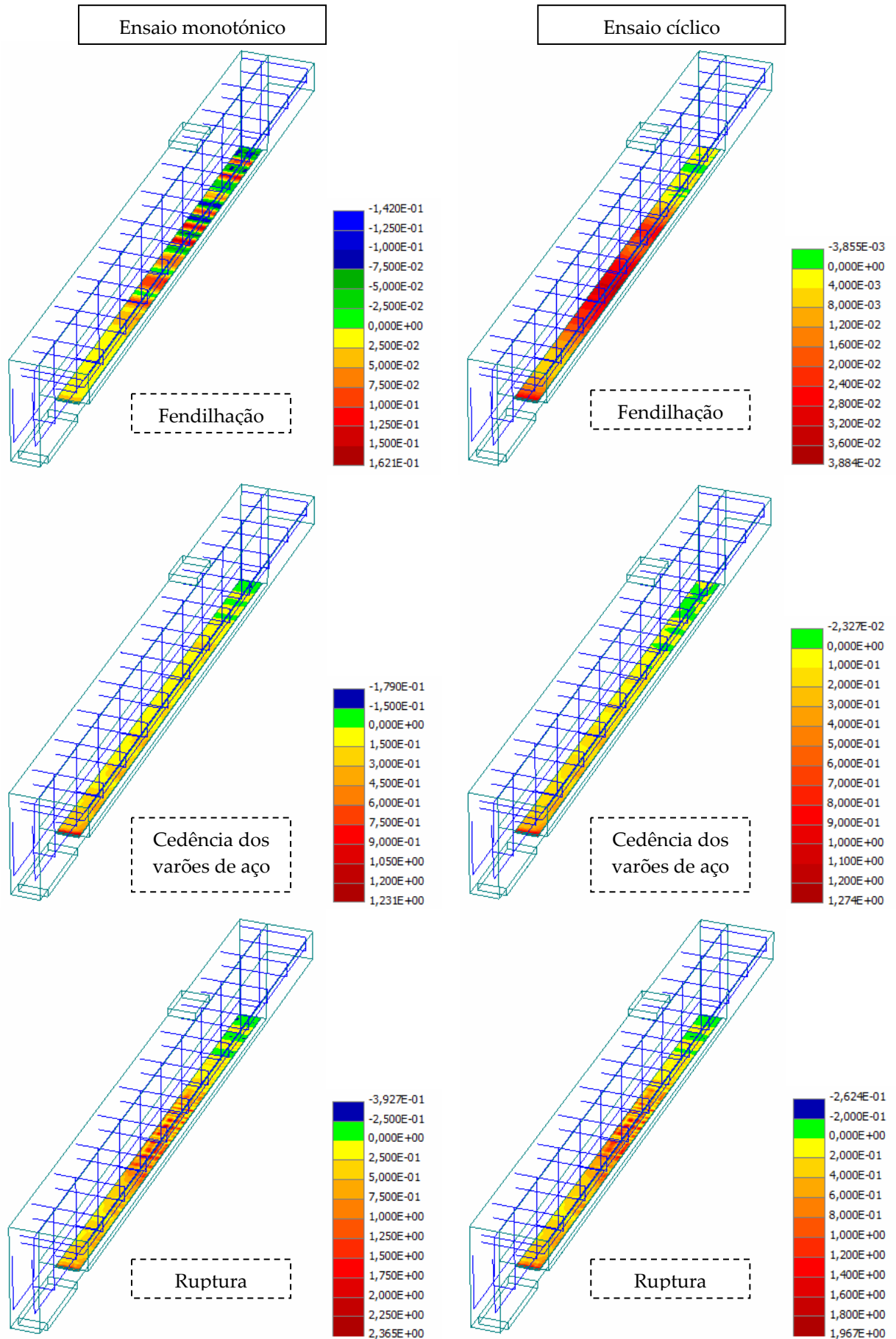


Figura 7.35: Distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem para três fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

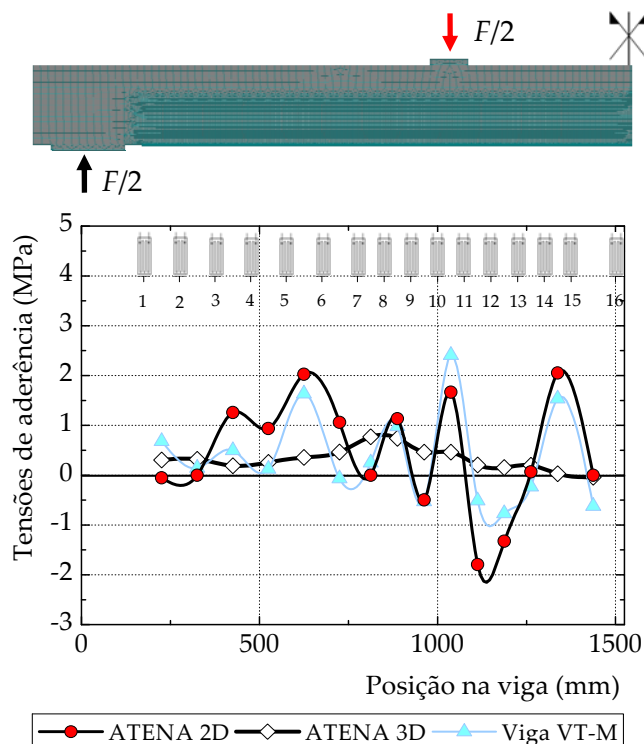


Figura 7.36: Comparação entre as distribuições das tensões de aderência experimentais e as obtidas a partir da modelação computacional a 2D na ruptura da viga.

7.5.5. Distribuição das tensões longitudinais

7.5.5.1. Provetes submetidos ao corte

Devido ao comportamento elástico e linear do GFRP, a distribuição das tensões longitudinais ao longo do comprimento de colagem faz-se de maneira igual à distribuição das extensões. Assim, ao multiplicar nos gráficos da Figura 7.20, as extensões pelo módulo de elasticidade do GFRP, obtém-se a distribuição das tensões longitudinais ao longo do comprimento de colagem.

A Figura 7.37 mostra a distribuição das tensões longitudinais no GFRP obtidas na modelação computacional. Os resultados evidenciam uma distribuição uniforme ao longo da largura de colagem. Nos modelos com compósito de GFRP com 20 e 80mm de largura sem imposição de tensão de compressão lateral, as tensões longitudinais máximas são iguais a 79,8MPa e 77,1MPa, respectivamente. Nos modelos com compósito de GFRP com 80mm de largura, as tensões longitudinais aumentam para 112,9MPa e para 167,5MPa quando se impõe, respectivamente, uma tensão de compressão lateral de 0,5MPa e 1,0MPa.

7.5.5.2. Vigas de secção rectangular

As tensões longitudinais são, comparativamente às obtidas experimentalmente, mais baixas. Conforme já se fez referência anteriormente, as extensões no modelo computacional são mais baixas pelo que, ao serem multiplicadas pelo módulo de elasticidade do GFRP, resultam tensões longitudinais também mais baixas. A Figura

7.38 mostra que no instante da fendilhação do betão as tensões longitudinais são mais baixas e concentram-se essencialmente junto à secção de meio vão. Com o aumento do nível de carga, as tensões longitudinais aumentam e distribuem-se mais pelo comprimento de colagem do compósito.

O modelo computacional registou uma tensão longitudinal máxima de 129,4MPa. Em contrapartida, experimentalmente os valores foram mais elevados tendo-se, em média, atingido os 229,6MPa. Os resultados são assim consistentes com as extensões desenvolvidas no compósito de GFRP.

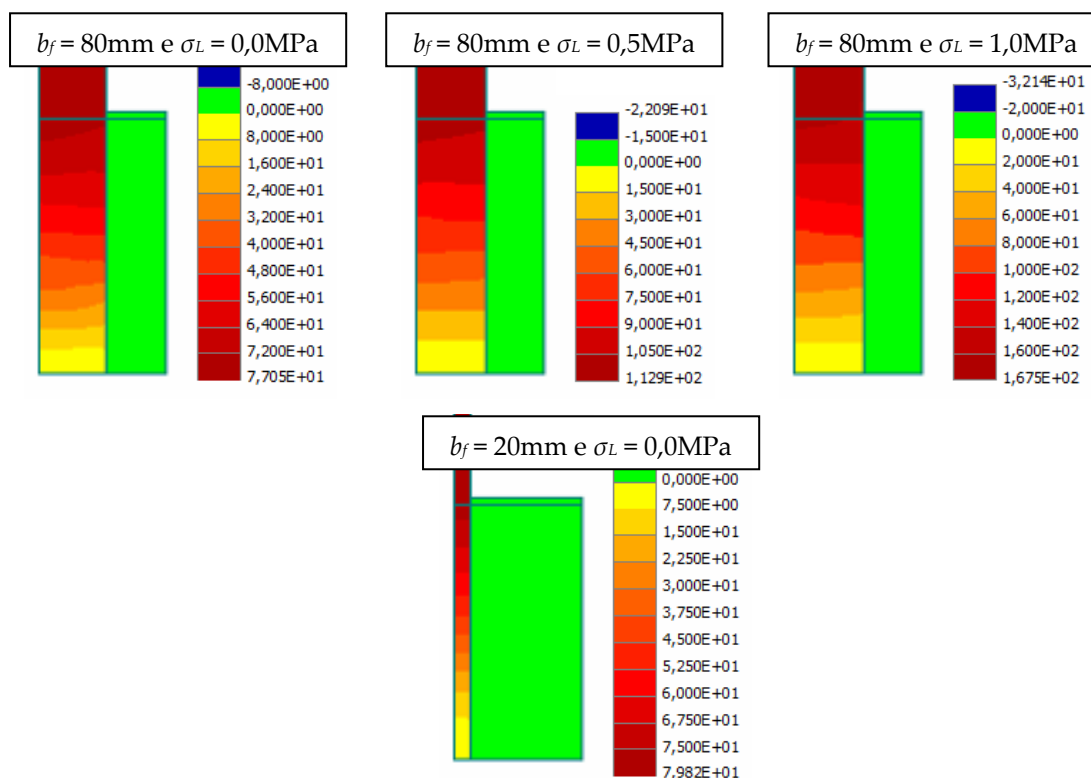


Figura 7.37: Distribuição das tensões longitudinais no GFRP para força máxima (interface gráfica a 2D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

7.5.5.3. Vigas de secção transversal em T

As tensões longitudinais no compósito de GFRP estão representadas na Figura 7.39 para três momentos distintos dos ensaios monotónico e cíclico. Os resultados mostram que as tensões longitudinais máximas se encontram nas regiões de momento flector constante. Transversalmente à largura do compósito de GFRP, estas tensões são bastante regulares, não apresentando variações significativas. Refira-se ainda que, nos três momentos de ensaio referido anteriormente, as tensões longitudinais na viga submetida a ciclos de carga, foram sempre inferiores às da viga submetida com carregamento monotónico. Os valores máximos ocorreram no momento da ruptura em que o compósito de GFRP alcançou os 220,8MPa no modelo com carregamento monotónico e os 185,8MPa no modelo com carregamento cíclico.

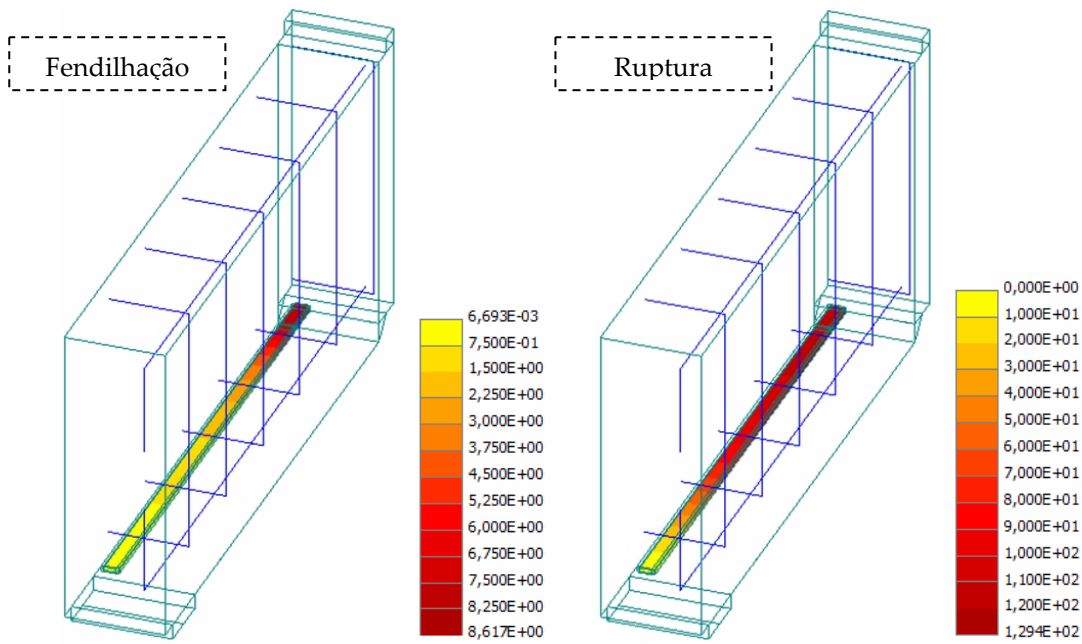


Figura 7.38: Distribuição das tensões longitudinais na ruptura ao longo do comprimento de colagem para duas fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

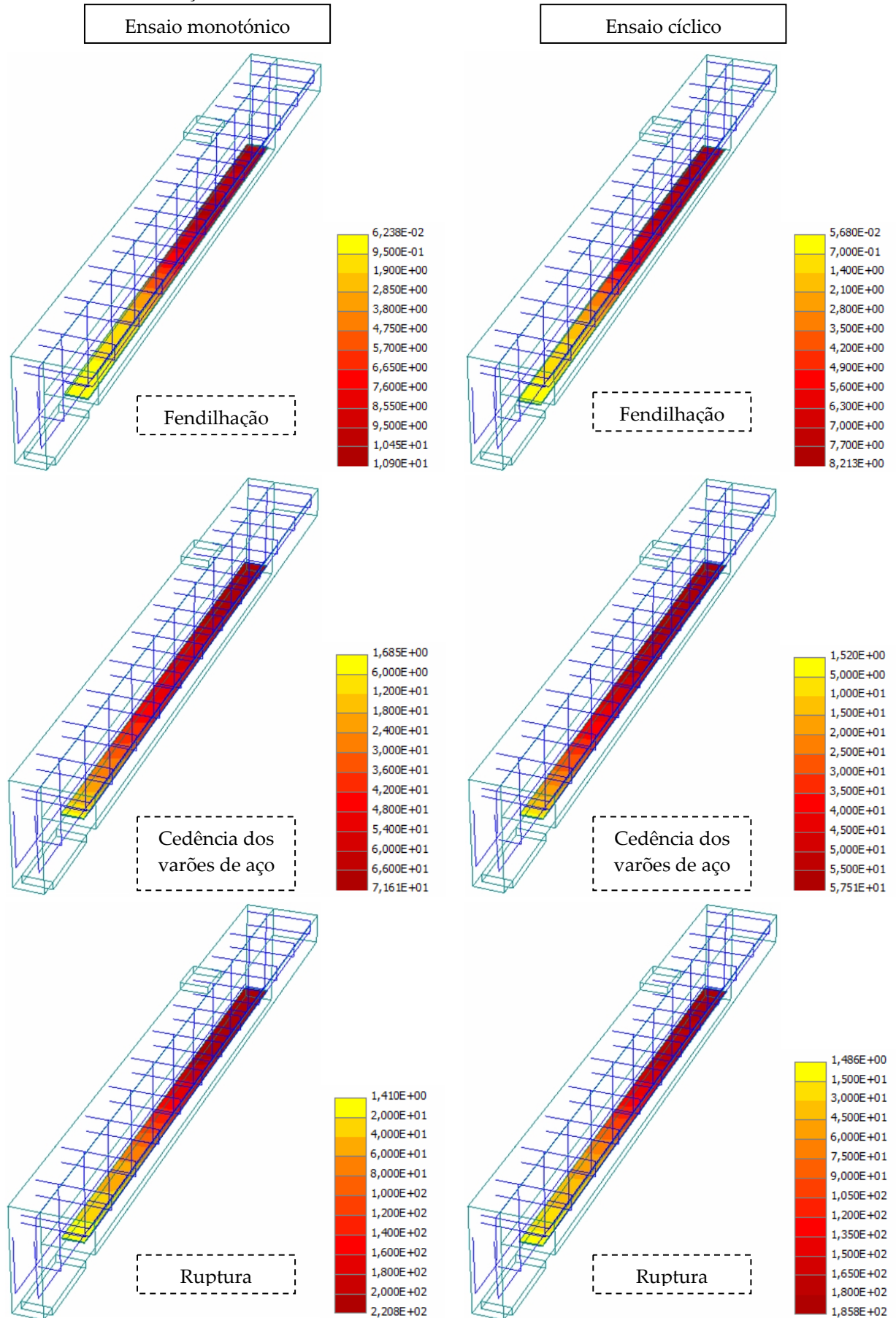


Figura 7.39: Distribuição das tensões longitudinais ao longo do comprimento de colagem para três fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

7.5.6. Distribuição das tensões normais

7.5.6.1. Provetes submetidos ao corte

As tensões normais na ligação podem condicionar o desempenho da ligação FRP/betão. Se por um lado as tensões normais de compressão podem proporcionar um melhor desempenho da ligação, as tensões normais de tracção têm o efeito contrário. Dada a não linearidade envolvida no processo de descolamento do FRP da superfície de betão, uma análise mais cuidada da distribuição das tensões normais é importante. Os gráficos apresentados na Figura 7.40 mostram as distribuições das tensões normais ao longo do comprimento de colagem tendo por base a monitorização realizada em nove pontos distintos. Os resultados são reveladores de uma forte irregularidade das tensões normais ao longo do comprimento de colagem.

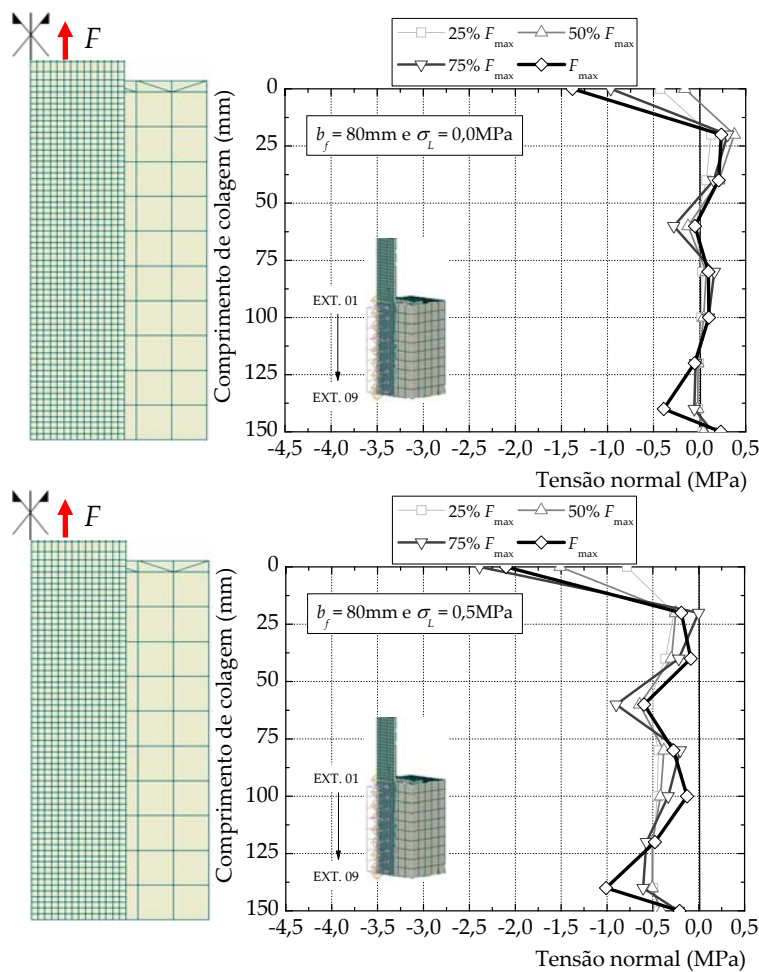


Figura 7.40: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem.

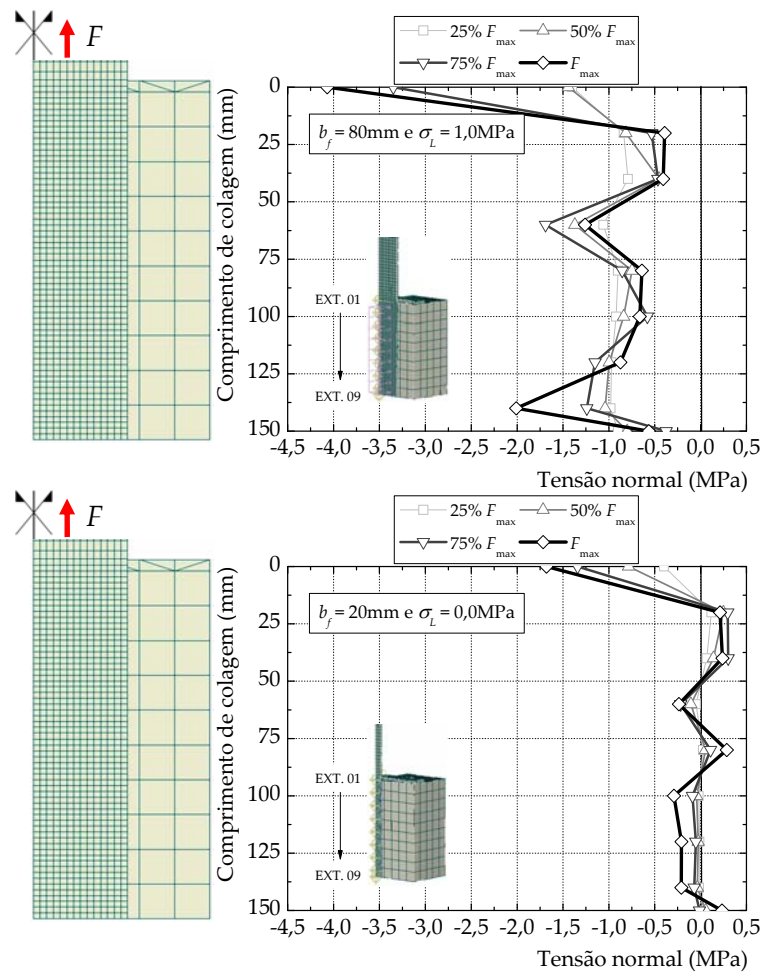


Figura 7.40: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem (continuação).

As características mais evidentes e comuns a todos os modelos reside no significativo aumento das tensões normais e de compressão na região livre e de aplicação de cargas. A concentração de tensões normais nessa região da ligação pode ser explicada pela localização da chapa metálica de reacção colocada no betão junto a essa região da ligação e que propencia o acrescésimo de tensões normais de compressão. As restantes regiões de colagem desenvolvem tensões normais cujos valores se aproximam dos valores das tensões de compressão lateral impostas aos modelos. Estas características podem ser identificadas com base na Figura 7.41 onde se mostra o campo de tensões normais na superfície de colagem obtido a partir da modelação computacional.

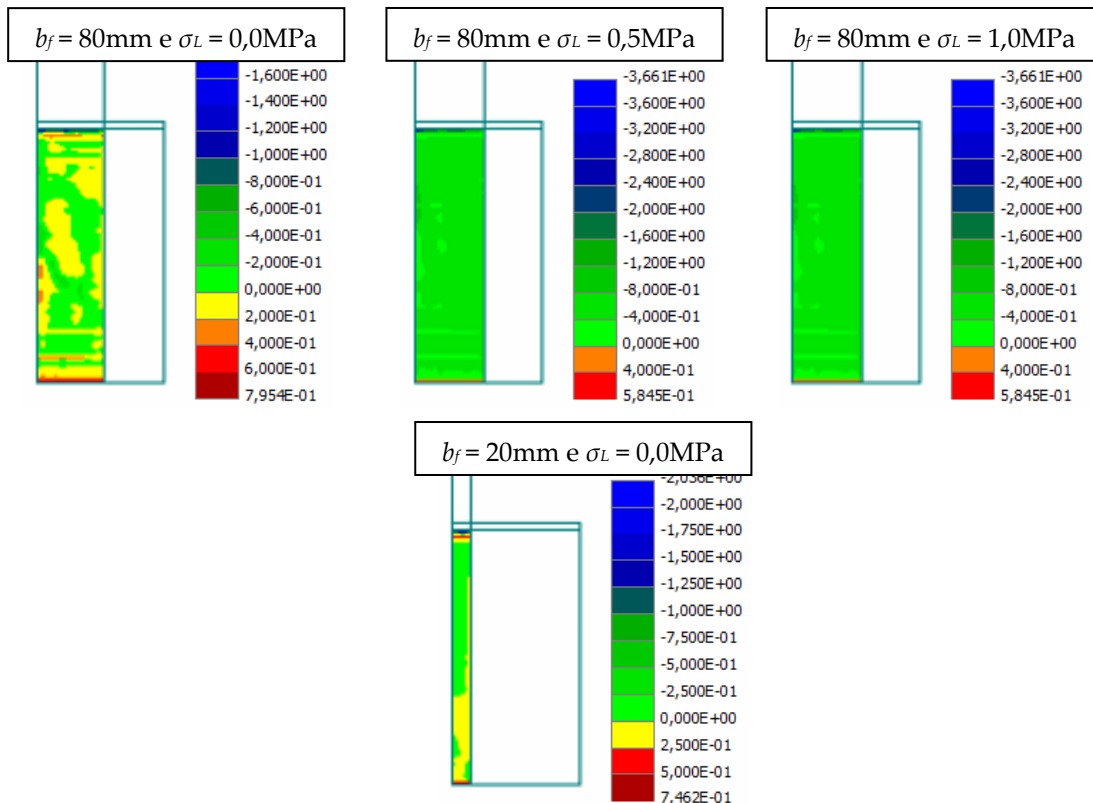


Figura 7.41: Distribuição das tensões normais no GFRP para força máxima (interface gráfica a 2D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

7.5.6.2. Vigas de secção rectangular

As distribuições das tensões normais ao longo do comprimento de colagem foi realizada a partir da monitorização de vinte e cinco pontos da ligação. Os resultados evidenciam uma forte concentração de tensões normais de compressão junto à secção de meio-vão em conformidade com os resultados apresentados no Sub-Capítulo 5.5.5. Porém, convém referir que as tensões normais máximas estimadas para os ensaios experimentais não ultrapassavam os 3,0MPa.

A Figura 7.43 mostra as distribuições das tensões normais em todo o comprimento de colagem do compósito. Os resultados mostram que existe uma distribuição mais homogénea das tensões normais na fase da fendilhação do betão com tensões normais nunca superiores, em valor absoluto, a 1,0MPa. No momento da ruptura a distribuição de tensões normais é mais heterogénea, isto é, a diferença entre tensões normais positivas e negativas é mais acentuada. As tensões normais revelam que junto à secção de meio-vão as tensões negativas predominam e que junto ao apoio, as tensões normais tomam valores positivos.

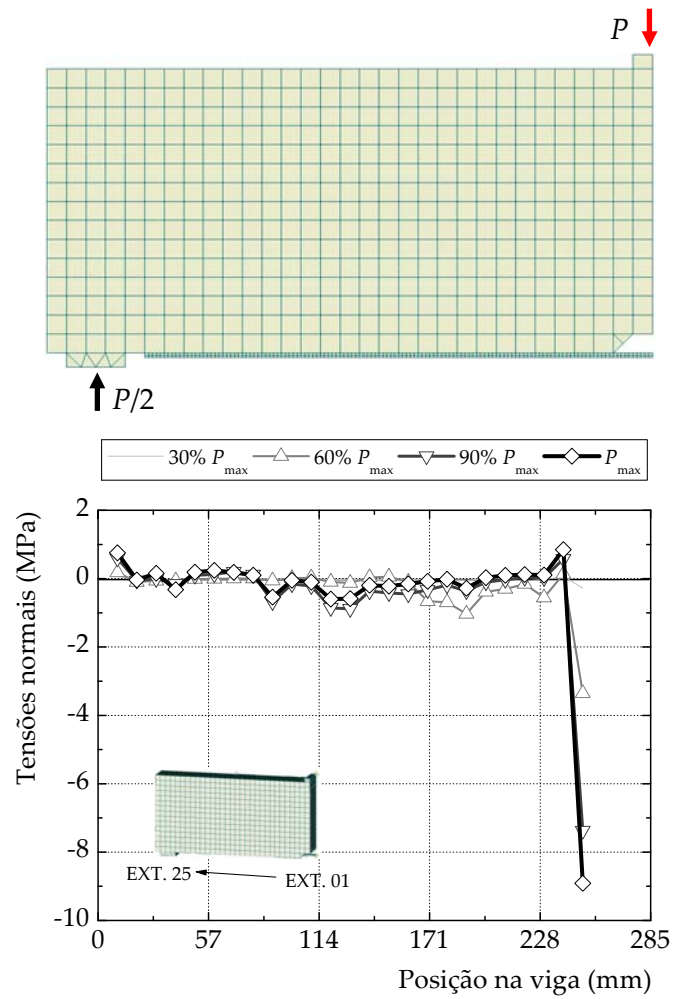


Figura 7.42: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem.

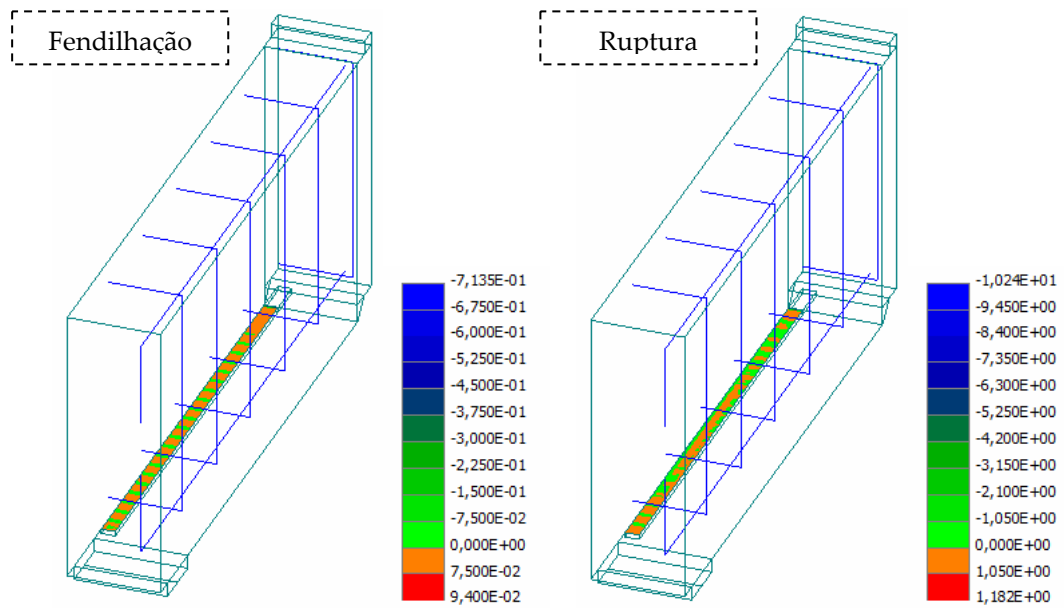


Figura 7.43: Distribuição das tensões normais na ruptura ao longo do comprimento de colagem para duas fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

7.5.6.3. Vigas de secção transversal em T

As ditribuições das tensões normais na interface estão representadas na Figura 7.44. Os resultados evidenciam uma grande heterogeneidade ao longo do comprimento de colagem desenvolvendo-se, em algumas regiões da interface, tensões normais de tracção e noutras de compressão. No entanto, a generalidade da ligação apresenta valores de tensão muito baixos, isto é, regiões cujas cores estão entre o verde e o amarelo (vejam-se as escalas da Figura 7.44). Comparativamente às tensões normais estimadas no Sub-Capítulo 6.4, os resultados obtidos na análise computacional são muito superiores às tensões normais estimadas com base nas tensões de aderência determinadas nos ensaios. O facto dos resultados experimentais terem grandes discrepâncias com os resultados da modelação computacional pode ficar a dever-se à metodologia de cálculo das tensões normais que se baseia na distribuição das tensões de aderência e à modelação computacional ter por base a distribuição contínua das fendas (*smearred crack*).

7.6. Análise paramétrica

Os programas de cálculo automático oferecem uma vasta gama de hipóteses para modelar uma dada estrutura. Sendo possível simular com algum grau de fiabilidade a resposta da estrutura em termos de deslocamentos, forças, distribuição de tensões ou extensões, abertura de fendas, entre outros. Contudo, para além da geometria da estrutura e das características dos materiais é necessário ter em linha de conta um conjunto de outros parâmetros. Neste sentido, pretende-se mostrar neste sub-capítulo as diferenças nas respostas dos modelos estudados e evidenciar a maior ou menor influência que a definição desses parâmetros têm na resposta dos modelos computacionais.

7.6.1. Dimensão da malha de elementos finitos

A escolha do tipo de malha ou da dimensão dos elementos finitos (EF) que se deverão adoptar nos modelos é uma preocupação constante do projectista de estruturas. O facto de uma malha com maior ou menor número de elementos finitos influenciar a resposta da estrutura tornam a sua escolha e discretização uma questão delicada. Conforme já se referiu no Sub-Capítulo 2.6.2, a modelação do betão feita através de modelos de fendilhação contínua (SCM) pode proporcionar uma dependência da malha de EF e a qual é evitada através da inclusão de leis tensão-COD (*Crack Opening Displacement*), conforme se mostra na Figura 2.4. Estas leis têm a finalidade de controlar a abertura de fendas no betão sem prejuízo na escolha da malha de elementos finitos a adoptar no modelo.

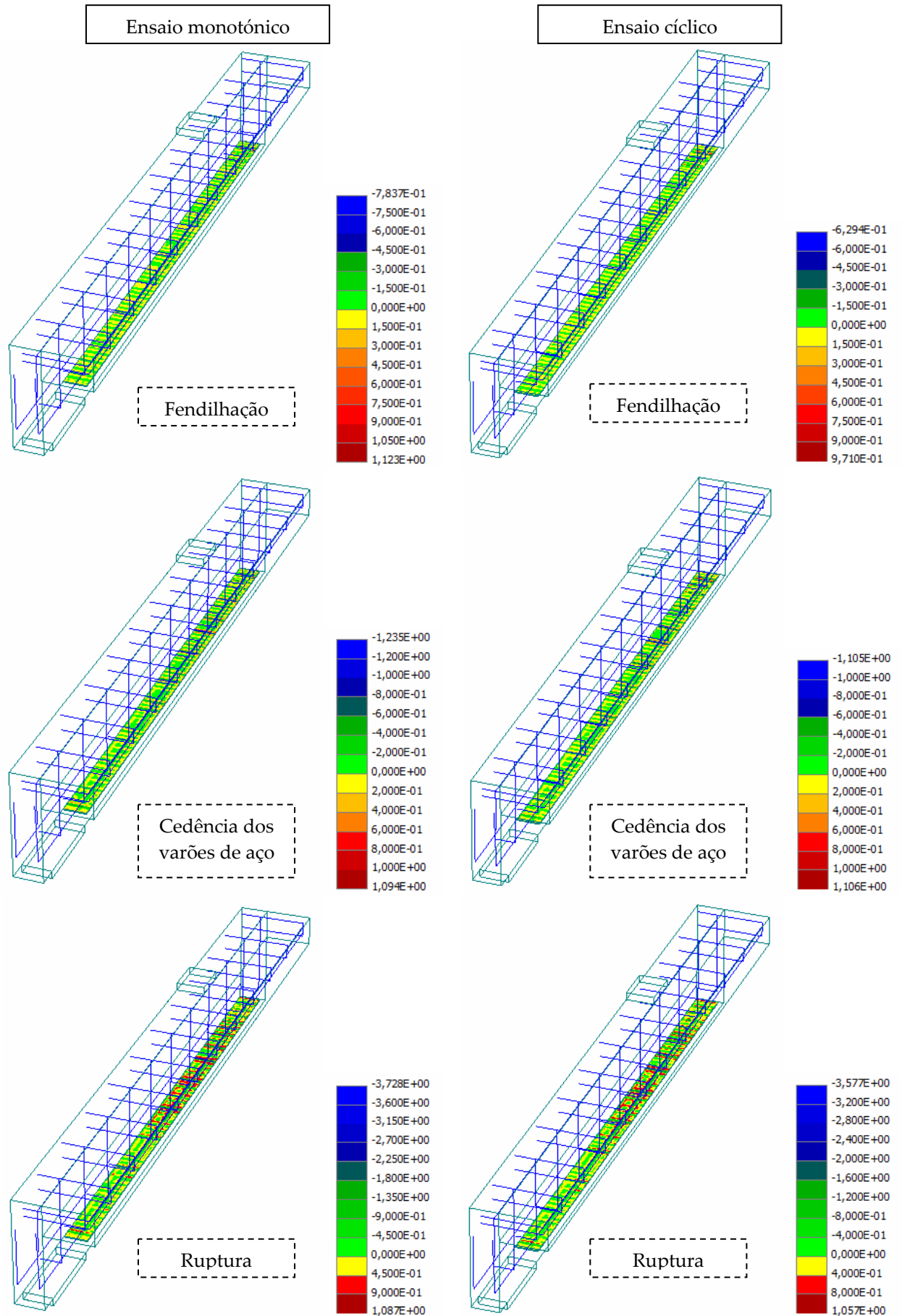


Figura 7.44: Distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem para três fases distintas do ensaio (interface gráfica a 3D da interface GFRP/betão - escala em MPa).

Com o objectivo de averiguar a influência no número de elementos finitos na força de ruptura e no tempo de cálculo, utilizou-se para o efeito um computador com um processador i7 de 3,07GHz e com 6,0 GB de memória RAM e foram idealizadas diversas malhas de EF. Em termos de força máxima, os resultados obtidos estão apresentados nos gráficos da Figura 7.45. Estes resultados mostram que não existe uma sensibilidade elevada nos resultados finais quando se faz variar a malha de EF nos modelos de corte. Porém, quando se adopta para o modelo um número de EF sensivelmente superior a 3000, o tempo gasto pelo programa de cálculo automático aumenta significativamente. Relativamente às tensões de aderência que se desenvolvem na ligação GFRP/betão, os resultados foram igualmente reveladores de que o aumento do número de elementos finitos no modelo não traduziu uma variação significativa destas tensões. Estas observações podem ser explicadas pelo facto de nos modelos de corte a fendilhação no betão, factor preponderante para o comportamento não linear do modelo, não se encontrar visível nestes modelos.

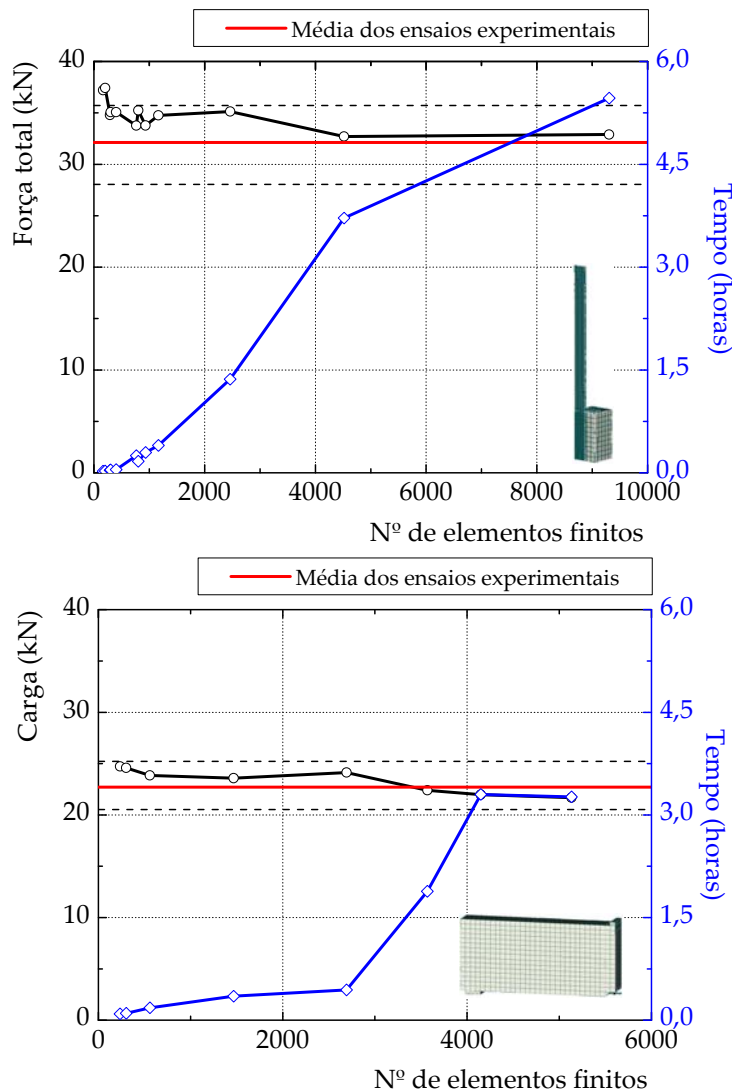


Figura 7.45: Influência da malha de elementos finitos na força máxima nos modelos submetidos ao corte (em cima) e nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP (em baixo).

A maior influência da malha de EF foi verificada na relação força-deslocamento a meio-vão das vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP. O aumento do número de EF traduziu-se por uma redução da capacidade de carga última do modelo e por um aumento da deformabilidade, isto é, ficou caracterizado por um abaixamento da rigidez do modelo computacional. Neste particular, é de salientar que o número de EF utilizados no elemento de BA foi aumentado de 116 EF (30×50×50mm) para 2353 EF (10×10×10mm). Assim, obtiveram-se menores deformações nos modelos cujas malhas de EF no elemento de betão foram mais grosseiras. A relação força-deslocamento a meio-vão está representado no gráfico da Figura 7.46. Apesar destas variações, a análise realizada relativamente às tensões de aderência desenvolvidas na ligação nos modelos das vigas de secção rectangular, acabaram por mostrar uma fraca influência com o número de EF utilizados.

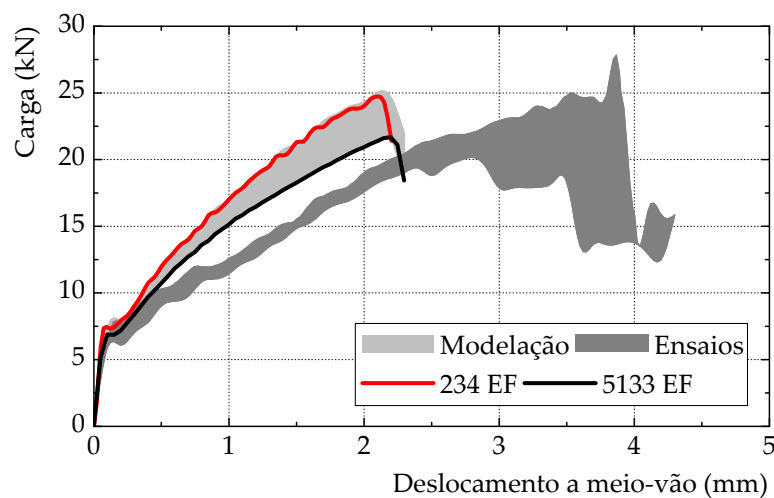


Figura 7.46: Influência da malha de elementos finitos no comportamento carga *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP.

7.6.2. Lei *bond-slip* da ligação aço/betão

As leis definidas pelo Model Code 90 [166] e que são utilizadas pelo programa de cálculo automático utilizado baseiam-se em 3 tipos de varões: nervurados e laminados a quente, lisos endurecidos a frio e laminados a quente. Neste sentido, alterou-se apenas a lei *bond-slip* entre os varões de aço e o betão com o intuito de avaliar as consequências nas respostas dos modelos. As leis *bond-slip* assumidas nos modelos para os 3 tipos de aços estão representadas no gráfico da Figura 7.47. Representa-se a encarnado a lei *bond-slip* utilizada nos modelos apresentados anteriormente. A comparação com um modelo em que se considera uma ligação rígida aço/betão é relevante para se perceber melhor a influência das leis *bond-slip* na resposta das vigas, pelo que foi considerado também um modelo em que a ligação aço/betão é rígida.

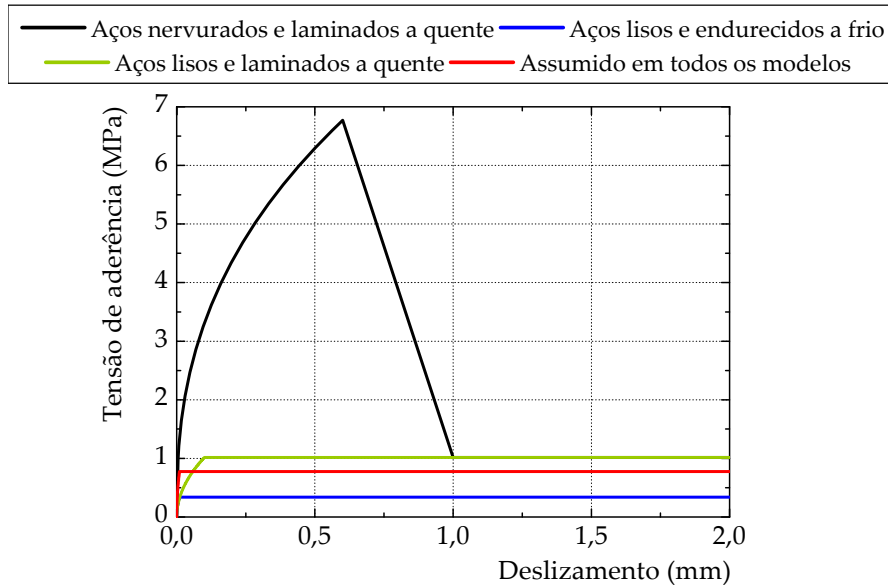


Figura 7.47: Leis *bond-slip* preconizadas no Model Code 90 [166] e utilizadas nos modelos das vigas de secção rectangular.

A Figura 7.48 mostra a curva carga-deslocamento a meio-vão das vigas de secção rectangular com recurso às leis *bond-slip* representadas na Figura 7.47. Os resultados evidenciam que a resposta na viga em que se assume varões nervurados e laminados a quente é muito semelhante à viga em que se assumiu um comportamento rígido aço/betão. Porém, ao assumirem-se varões lisos os resultados afastam-se dos dois primeiros modelos evidenciando uma rigidez mais baixa. Outra característica que distingue os modelos em que se assumiram varões lisos reside na estabilização da fendilhação a qual surge num patamar de carga mais baixo nestes modelos.

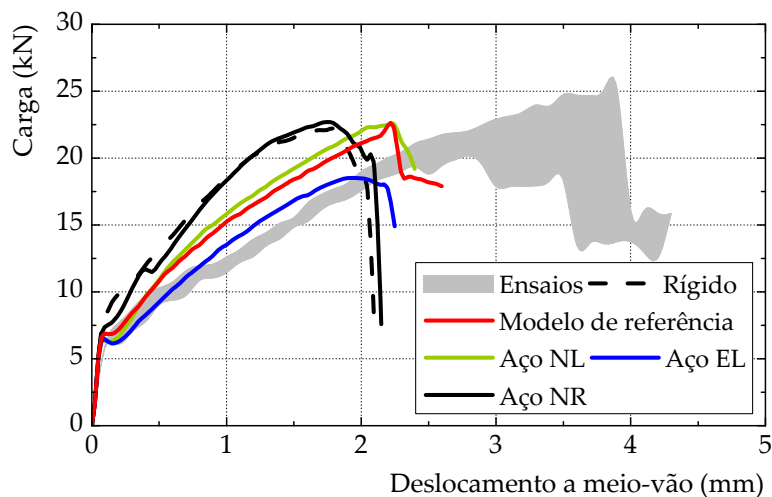


Figura 7.48: Influência da lei *bond-slip* no comportamento carga *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP.

As tensões de aderência máximas mobilizadas na ligação foram muito semelhantes com excepção no modelo em que se assumiu uma ligação rígida. Neste modelo de ligação rígida, a tensão de aderência máxima desenvolvida na ligação chegou apenas aos

1,76MPa contrapondo com os 2,12MPa e 2,16MPa dos restantes modelos. Verificou-se também que o modelo com ligação rígida aço/betão, a energia de fractura e a extensão máxima no compósito de GFRP atingiram valores inferiores aos restantes modelos. Relembrando que no modelo de corte em que se assumiu ligação GFRP/betão rígida o elemento de GFRP não desenvolve extensões ao longo do comprimento colado, estes resultados nas vigas de secção transversal evidenciam que as extensões no elemento de GFRP do modelo com ligação GFRP/betão rígida surgem devido apenas à flexão pelo que, os resultados determinados são inferiores aos obtidos nos restantes modelos.

Os resultados mostram assim que o tipo de varão e a lei *bond-slip* adoptados podem influenciar a análise da aderência entre o compósito de FRP e o betão. O gráfico da Figura 7.49 mostra a comparação destes parâmetros nos modelos das vigas de secção rectangular.

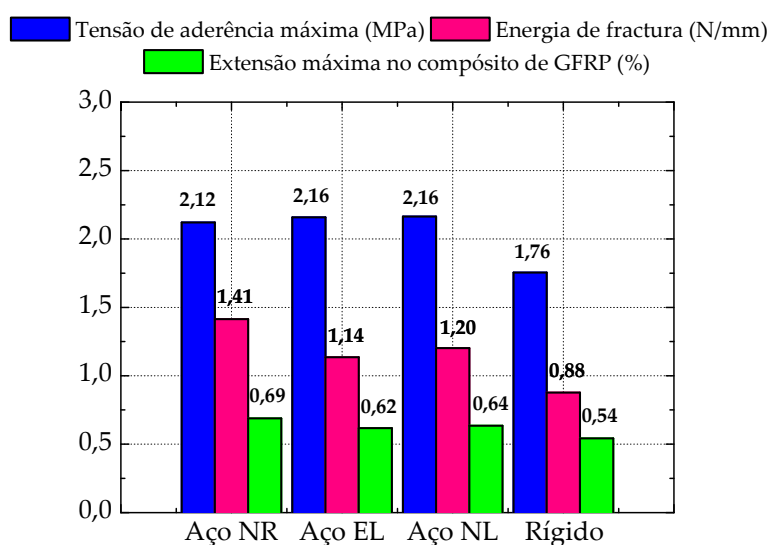


Figura 7.49: Comparação entre alguns parâmetros (tensão de aderência máxima, energia de fractura e extensão máxima no GFRP) nas vigas de secção rectangular com 20mm de GFRP.

7.6.3. Influência do tipo de fendilhação no betão

A fendilhação nos modelos computacionais baseiam-se numa distribuição contínua da fenda ao longo do EF e a escolha do tipo de modelo que simula a fendilhação no betão pode influenciar o comportamento da viga. Assim, depois dos elementos de betão terem esgotado a sua resistência à tracção, dois modelos de fendilhação foram considerados: os modelos de fendilhação rotativo e fixo.

A modelação da fendilhação através da fixação da fenda na direcção das tensões principais do elemento é, fisicamente mais coerente com a realidade pois uma vez aberta a fenda a sua orientação não é alterada. O que ocorre, em iterações seguintes, é uma mudança do estado de tensão do elemento pelo que, os eixos principais são também alterados o que promove o desenvolvimento de tensões de corte na fenda. A modelação da fenda fixando a sua orientação afecta o desenvolvimento da fendilhação porque a fenda ocorre para estados de tensão principais superiores aos que na realidade se deveriam ter no elemento.

A modelação da fendilhação através da rotatividade da fenda em função do estado de tensão instalado no elemento é, fisicamente, pouco realista uma vez que o desenvolvimento da fenda ao longo das iterações é sempre feito em função do campo de tensões principais do elemento. A orientação da fenda é assim alterada o que torna este modelo pouco realista mas tem a vantagem de conseguir uma melhor aproximação ao estado de tensão desenvolvido na fenda na qual as tensões de corte são nulas.

Com o objectivo de evidenciar as diferenças impostas aos modelos realizaram-se dois modelos distintos nos quais apenas se alterou o tipo de modelo utilizado para a fendilhação do betão: rotativo (utilizado em todos os modelos numéricos anteriores) e o fixo. Os resultados mostram que após o início da fendilhação do betão, os modelos em que se adoptou uma fendilhação fixa do betão apresentam um comportamento mais rígido do que os modelos em que se assumiu uma fendilhação rotativa (vejam-se os gráficos da Figura 7.50).

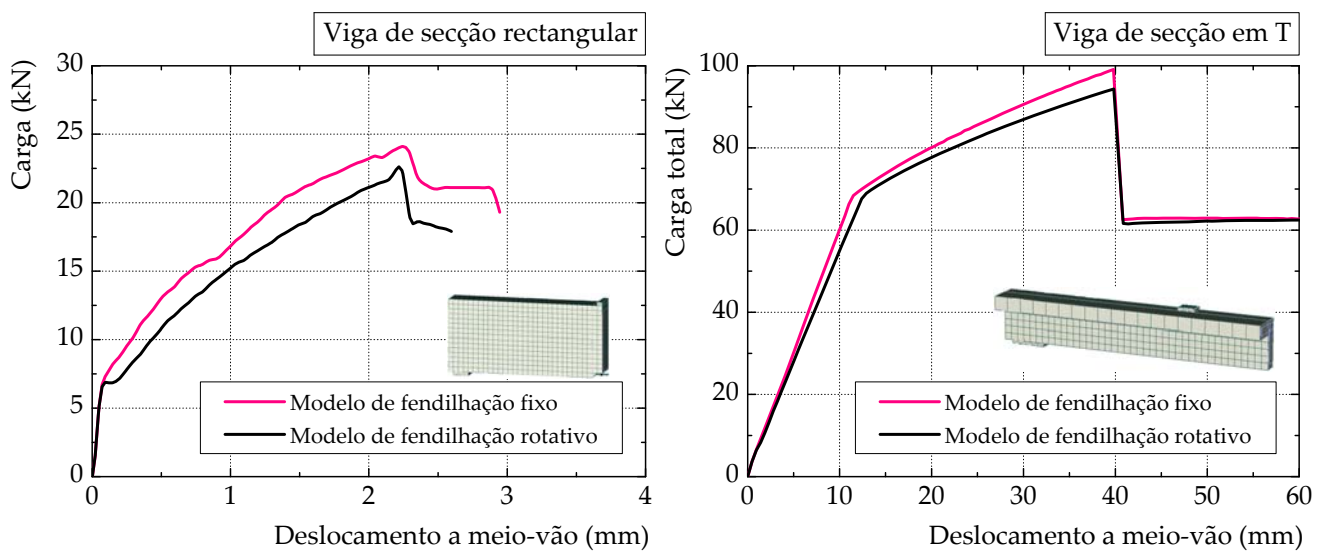


Figura 7.50: Influência da escolha entre o modelo de fendilhação rotativo e fixo no comportamento carga *vs.* deslocamento a meio-vão nas vigas de betão armado.

Relativamente aos parâmetros afectos ao desempenho da ligação, os resultados obtidos nos modelos das vigas de secção rectangular mostraram pouca influência na escolha do modelo de fendilhação. A Tabela 7.11 mostra a comparação entre os resultados obtidos através dos dois tipos de modelos de fendilhação do betão nas vigas de secção rectangular.

Tabela 7.11: Comparação dos resultados nas vigas de secção rectangular.

Modelo de fendilhação	τ_{\max} (MPa)	G_F (N/mm)	$\varepsilon_{f,\max}$ (%)
Fixo	2,47	1,233	0,643
Rotativo	2,40	1,198	0,634

7.6.4. Influência da área de armadura de aço e do vão de corte

A armadura de aço existente numa estrutura é um factor que não tem tido o relevo suficiente na literatura de forma a permitir o esclarecimento da maior ou menor influência que essa armadura pode ter no desempenho da ligação entre um compósito de FRP e o betão. Assim, fez-se um estudo paramétrico em que foram realizados diferentes modelos computacionais nos quais se fez variar a percentagem de armadura de aço considerando diâmetros 4, 6, 8 e 10mm para os varões de aço das vigas de pequeno vão. A situação de viga sem qualquer armadura de aço foi também considerada. Com a variação do diâmetro das armaduras de aço, fez-se ainda variar a altura da secção de betão armado mantendo-se constante as dimensões do compósito de GFRP. A percentagem de armadura equivalente foi estabelecida de acordo com a expressão:

$$\rho_{eq} = \frac{A_{aço} + A_f \cdot \frac{E_f}{E_s}}{b \cdot h} \quad (7.20)$$

onde $A_{aço}$ é a área da secção transversal de aço; A_f é a área da secção transversal do compósito de FRP; b é a largura da secção de betão; h é a altura da secção de betão; e E_f e E_s são os módulos de elasticidade do FRP e do aço, respectivamente.

Este estudo paramétrico, para além do efeito da percentagem de armadura, permitiu também aquilatar a influência das dimensões das vigas de secção rectangular e do respectivo modo de ruptura e cujas dimensões foram, em grande medida, condicionadas pelos ensaios de envelhecimento acelerado realizados.

O cálculo das tensões de aderência máxima na ligação GFRP/betão dos modelos foi realizado com base na monitorização das extensões em vários pontos no elemento de GFRP adoptando-se a metodologia proposta por Ueda e Dai [30]. Os resultados obtidos evidenciam que a tensão de aderência máxima diminui com o aumento da relação h/L (altura da secção de betão/vão da viga). O gráfico da Figura 7.51 mostra estas variações. Esta diminuição das tensões de aderência máximas pode ser explicada pela abertura de outras fendas que não apenas a fenda a meio vão da viga. Esta situação potencia o desenvolvimento de tensões normais positivas que promovem uma ruptura prematura da ligação. Esta situação, caracteriza-se sobretudo pela mudança de modo de fractura: do Modo II para um modo misto onde coexistem os Modos I e II. A mudança de modos de fractura na ligação GFRP/betão proporciona um desempenho menos eficaz da ligação e na qual a energia de fractura necessária fornecer ao sistema para romper a ligação é também afectada. Nestes casos, conforme já se fez referência anteriormente no Sub-Capítulo 5.4, a tensão de aderência máxima resulta menor.

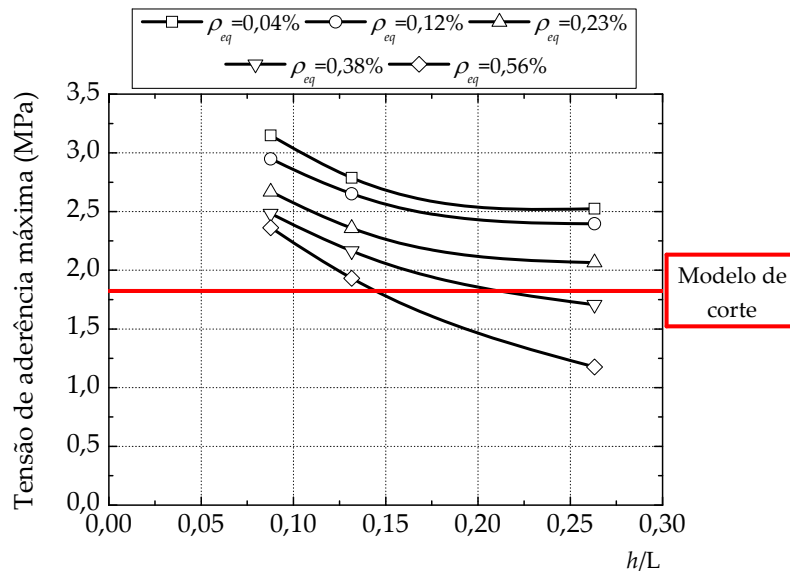


Figura 7.51: Influência da percentagem equivalente de armadura na tensão de aderência máxima da ligação GFRP/betão.

Ao mesmo tempo que ocorre a mudança de modos de fractura, a abertura de fendas ao longo do comprimento de colagem faz com que o estado de tensões se altere e conforme se referiu anteriormente, a modelação através de modelos baseados na distribuição contínua da fenda apenas conseguem reproduzir as tensões na ligação se se adoptar um refinamento da malha do elemento de betão junto à ligação FRP/betão. Desta forma, as tensões de aderência virão também afectadas. A Figura 7.52 mostra a fendilhação nas vigas de secção rectangular para as três alturas de secção adoptadas e com uma percentagem de armadura equivalente de 0,12%.

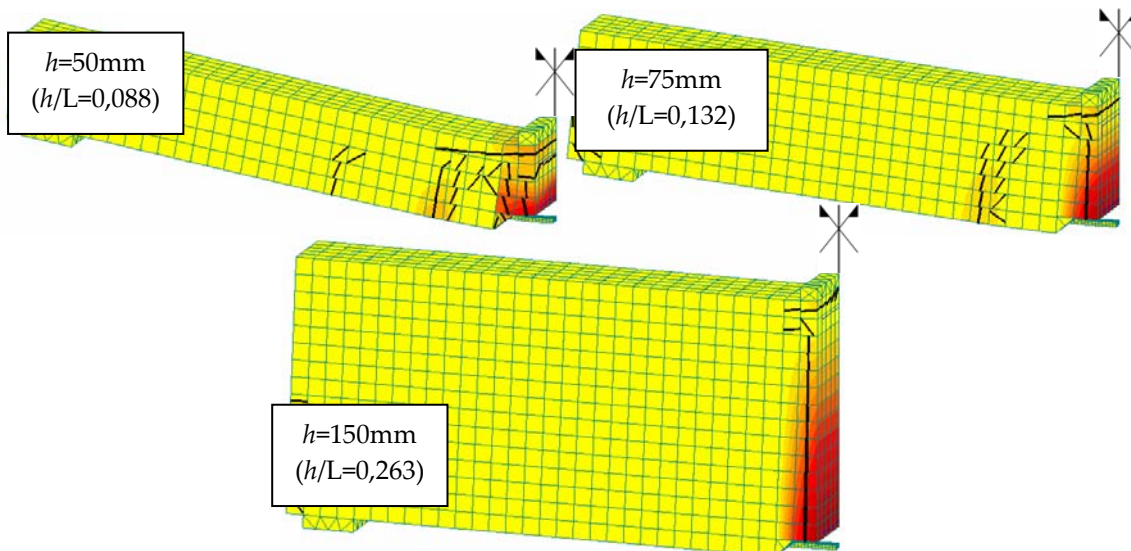


Figura 7.52: Fendilhação das vigas de betão armado exteriormente reforçadas com compósito de GFRP com $\rho_{eq}=0,12\%$.

O gráfico da Figura 7.51 permite ainda comparar as tensões de aderência máxima obtidas nos modelos das vigas de secção rectangular com a tensão de aderência máxima

obtida nos modelos de corte duplo. Em particular, para o modelo da viga com armadura de aço constituída por varões de 4mm (com $\rho_{eq}=0,12\%$), equivalente aos ensaios experimentais, a tensão de aderência máxima no modelo da viga é superior em 31,3% (2,40MPa) à tensão de aderência máxima obtida no modelo de corte (1,82MPa).

As energias de fractura determinadas em ambos os provetes estão em concordância com os resultados experimentais e os obtidos a partir da modelação computacional. Assim, a energia de fractura determinada em ambas as situações, experimental e modelação numérica, é, comparativamente aos provetes de corte, cerca de 3 vezes superior nas vigas de secção rectangular. Este aumento das tensões de aderência nas vigas de secção rectangular está relacionado com o desenvolvimento de tensões normais de compressão na ligação que ocorrem junto ao meio-vão da viga e que estão relacionadas com a reentrância realizada nas vigas ensaiadas com o objectivo de determinar a força transmitida ao compósito de GFRP numa região não colada do compósito. Esta reentrância provoca uma descontinuidade que por sua vez faz aumentar a energia necessária introduzir no sistema para lhe promover a ruptura. Estas diferenças entre os modelos é pois bastante reveladora da importância do tipo de ensaio de aderência escolhido.

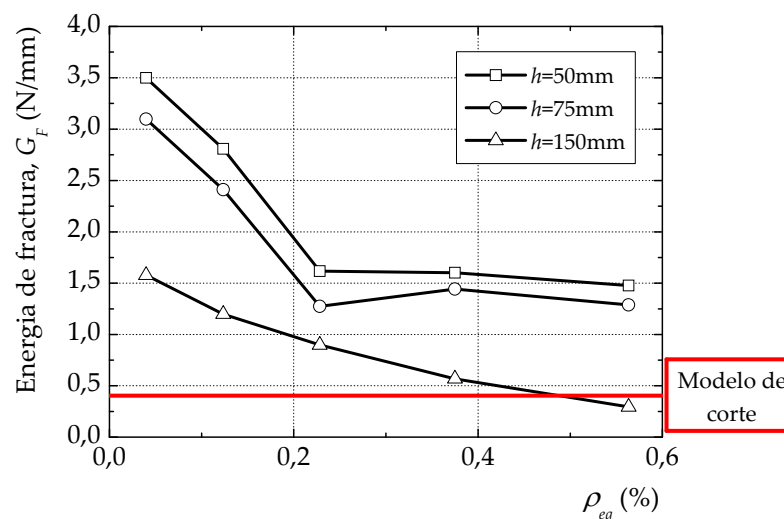


Figura 7.53: Influência da percentagem equivalente de armadura na energia de fractura da ligação GFRP/betão.

7.6.5. Efeito dos envelhecimentos

A análise dos efeitos dos envelhecimentos acelerados impostos à ligação GFRP/betão foi feita mediante a alteração da lei de ruptura assumida para os elementos finitos de interface. Para tal, a adopção de novos valores para as coesões e ângulos de atrito interno de cada tipo de envelhecimento determinados experimentalmente é imprescindível uma vez que são estes os parâmetros que definem as novas leis de ruptura da ligação envelhecida. Assim, foram concebidos 58 modelos distintos: 35 modelos de corte; 14 modelos das vigas de secção rectangular; e 9 das vigas de secção transversal em T. Os resultados obtidos foram comparados com os resultados experimentais (vejam-se os gráficos da Figura 7.54). Dado que as vigas submetidas à flexão de 4 pontos (vigas de secção transversal em T) não foram realizados ensaios

sujeitos a envelhecimentos acelerados, o gráfico destas vigas apresentam apenas uma comparação para os ensaios de referência (monotónico e cíclico).

Na globalidade, os resultados obtidos da análise por EF são ligeiramente inferiores quando comparados com os resultados experimentais. No caso particular dos modelos das vigas de secção rectangular em que se pretendeu modelar os efeitos do nevoeiro salino verificaram-se os desvios mais significativos (erros de cerca 40% nos dois estágios de envelhecimento estudados). Também nos modelos que pretenderam modelar os dois ciclos térmicos estudados às 3000 horas de envelhecimento, apresentam o mesmo nível de erro de cerca de 40%.

Comparando os resultados com os obtidos pelo modelo proposto no Sub-Capítulo 6.5.4, os gráficos da Figura 7.55 mostram uma boa precisão nos resultados obtidos. Refira-se apenas que no caso das vigas de secção transversal em T as extensões máximas no GFRP obtidas da análise por EF produziu, na sua generalidade, valores superiores aos estimados pela metodologia apresentada enquanto que a modelação das vigas de dimensões reduzidas sujeitas a envelhecimento registaram valores inferiores em cerca de 20% aos estimados.

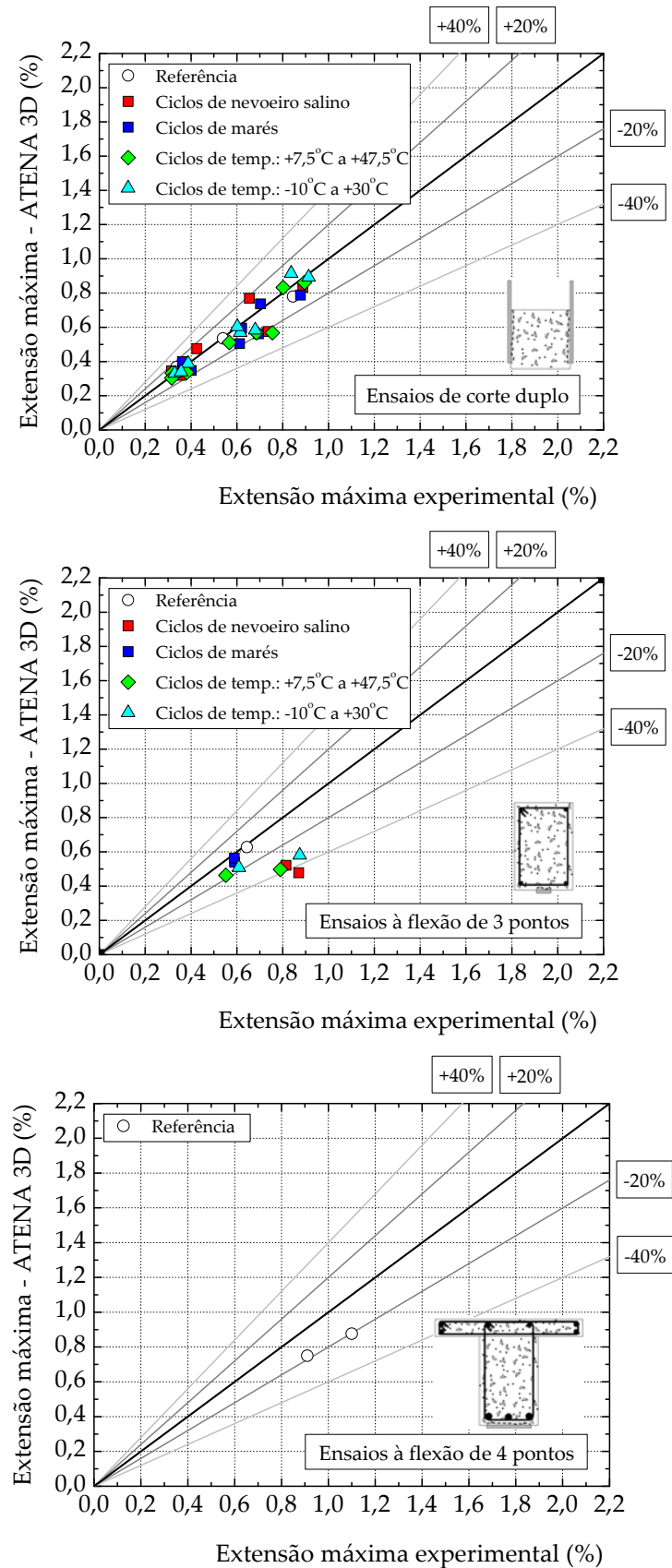


Figura 7.54: Comparação entre as extensões máximas experimentais e as calculadas a partir do modelo computacional.

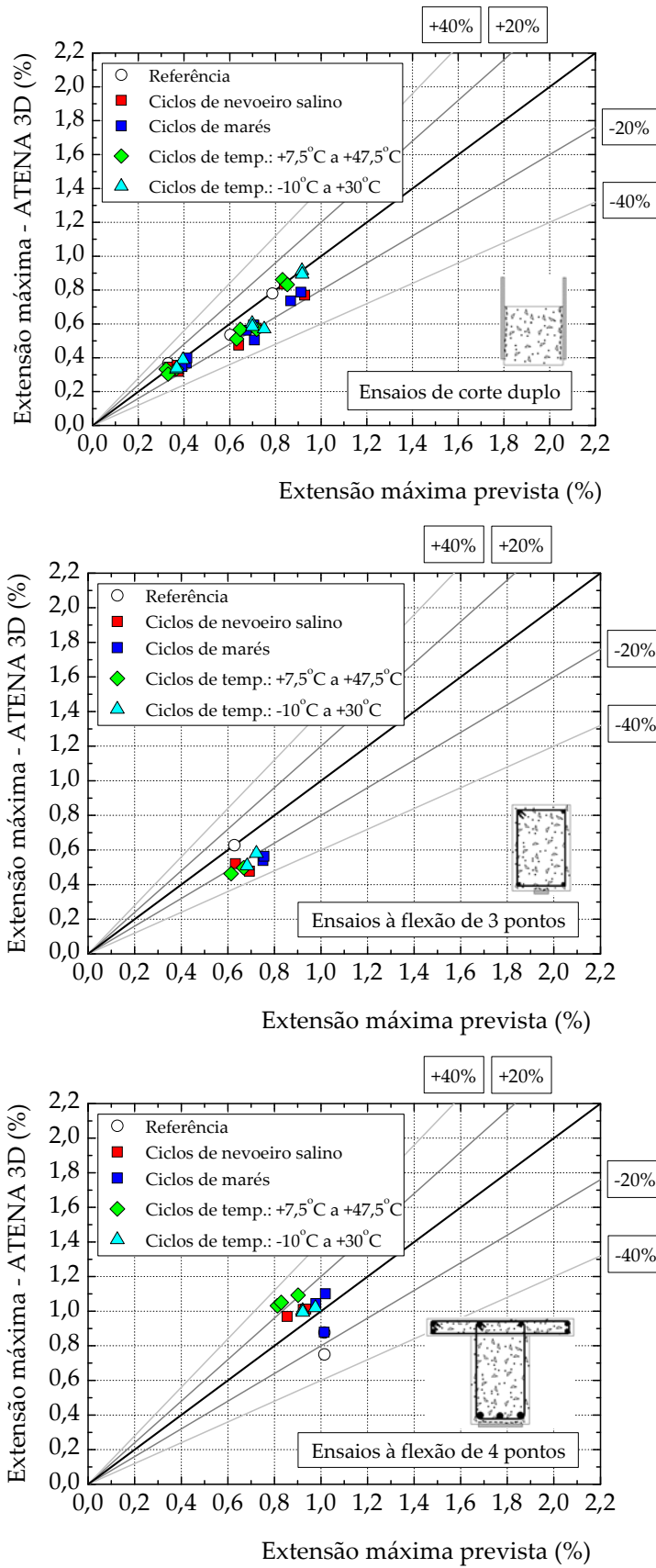


Figura 7.55: Comparação entre as extensões máximas prevista pela expressão (6.26) e as calculadas a partir do modelo computacional.

Capítulo 8

Conclusões e desenvolvimentos futuros

O trabalho procura evidenciar algumas questões relacionadas sobre a durabilidade dos materiais compósitos de GFRP e mais em particular na ligação entre um compósito de GFRP e um betão de propriedades muito baixas de forma a permitir ter em consideração um betão também "envelhecido". Para esse feito, realizou-se uma campanha de ensaios de corte duplo e de vigas de secção rectangular de dimensões reduzidas exteriormente reforçadas com GFRP de forma a poder contribuir para a mitigação de algumas lacunas no conhecimento ao nível da degradação da ligação GFRP/betão.

Os resultados alcançados permitiram analisar, ao longo do tempo de exposição aos diferentes ciclos de envelhecimento, diversos factores tais como as tensões de aderência máxima desenvolvidas na ligação GFRP/betão bem como o seu desenvolvimento ao longo do comprimento de colagem, a extensão máxima transmitida ao compósito de GFRP, a capacidade de carga de vigas de secção rectangular e em T, a ductilidade do sistema de reforço, entre outros aspectos. Realizou-se uma modelação computacional da ligação GFRP/betão tendo-se considerado elementos finitos de interface e que permitiu, na generalidade, estimar com boa precisão os resultados experimentais. Foram também considerados outros aspectos na modelação como a percentagem de armadura equivalente ou a influência do tipo de ligação entre as armadura e o betão de forma a analisar a respectiva influência no desempenho da ligação GFRP/betão.

Neste capítulo faz-se um resumo das conclusões mais relevantes deste estudo obtidas ao longo do trabalho experimental e computacional realizado. No final, são apresentadas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

8.1. Conclusões

Apresenta-se em seguida uma síntese das principais conclusões e recomendações deste estudo.

8.1.1. Materiais

8.1.1.1. Compósito de GFRP

A extensão média de ruptura à tracção do compósito de GFRP obtida nos ensaios de caracterização efectuados às 0 horas é da mesma ordem de grandeza do valor apresentado pelo fabricante. Contudo, refira-se que a tensão média de ruptura (f_{fm}) observada nos ensaios de tracção dos provetes planos foi apenas 11,7% superior ao valor de dimensionamento referido pelo fabricante, o que significa um coeficiente de segurança manifestamente insuficiente para o material.

Sujeitaram-se os provetes planos de GFRP a diversos ciclos de envelhecimento artificial (nevoeiro salino, marés, ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C e entre -10°C e +30°C) após os quais se realizaram ensaios de tracção que permitiram constatar que o envelhecimento mais degradativo foi o dos ciclos de nevoeiro salino com uma redução às 10000 horas de cerca de 20% na extensão de ruptura, de aproximadamente 30% na tensão de ruptura e de 13% no módulo de elasticidade. Os ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C manifestaram-se como sendo os que apresentaram menos degradação devido ao envelhecimento acelerado, apresentando ganhos no valor da extensão de ruptura de aproximadamente 5% e perdas na tensão de ruptura e no módulo de elasticidade na ordem dos 4% e 8%, respectivamente.

A caracterização do compósito de GFRP efectuada às 0 horas permitiu verificar que as extensões na ruptura obtidas foram ligeiramente superiores (2,7%) ao valor facultado pelo fabricante. Em termos de tensão de ruptura (f_{fm}) os ensaios à tracção dos provetes planos permitiram concluir que o valor de dimensionamento dado pelo fabricante é cerca de 89,5% do valor obtido experimentalmente e que, a manter o coeficiente de segurança do fabricante de 1,25, o valor de dimensionamento deveria ser cerca de 411,1MPa em detrimento dos 460,0MPa recomendados pelo fabricante.

Os valores experimentais foram considerados ao longo dos ensaios de corte e de flexão. No entanto, os ensaios de tracção dos provetes planos sujeitos aos ciclos de nevoeiro salino, ciclos de marés, ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C e ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C permitiram verificar que a extensão e a tensão na ruptura variaram. A análise dos resultados permitiu, em termos médios, verificar que nos ciclos de:

- (i) nevoeiro salino a extensão na ruptura às 10000 horas de envelhecimento reduziu cerca de 80,0% do seu valor às 0 horas e a tensão na ruptura reduziu cerca de 70,3%;
- (ii) marés a extensão na ruptura às 10000 horas de envelhecimento reduziu cerca de 93,1% do seu valor às 0 horas e a tensão de ruptura reduziu cerca de 78,0%;
- (iii) temperatura entre +7,5°C e +47,5°C a extensão na ruptura às 3000 e às 10000 horas de envelhecimento aumentou, respectivamente, cerca de 15,9% e 4,6% do seu valor às 0 horas. A tensão de ruptura nestes dois estágios de envelhecimento sofreu uma redução similar, isto é, reduziu cerca de 95,4% às 3000 horas e cerca de 96,2% às

10000 horas. Refira-se ainda que às 5000 horas a extensão e a tensão na ruptura sofreram uma redução, respectivamente, de 91,8% e de 85,3% relativamente ao valor obtido às 0 horas;

(iv) temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ tiveram às 5000 horas as maiores reduções na extensão e tensão na ruptura. Relativamente às 0 horas, a extensão na ruptura reduziu cerca de 92,3% e a tensão na ruptura reduziu cerca de 84,3%. Saliente-se o aumento mais acentuado na extensão de ruptura às 3000 horas de cerca de 18,2%.

8.1.1.2. Betão

À semelhança do compósito de GFRP submeteram-se cubos de betão a diversos ciclos de envelhecimento artificial. No entanto, a dispersão dos resultados dos ensaios à compressão uniaxial não permitiu tirar conclusões válidas no que diz respeito à tendência de comportamento do betão com os diferentes ciclos de envelhecimento estudados.

8.1.2. Ensaios de corte duplo

8.1.2.1. Ligação GFRP/betão

O comprimento de colagem (L_b) influencia o desempenho da ligação, principalmente se este comprimento for inferior ao comprimento de transferência (L_t). A adopção de 150mm para o comprimento de colagem da ligação GFRP/betão estudada permitiu adoptar um sistema de aplicação de cargas perpendiculares à ligação que revelou ter grande influência no comportamento da mesma. Apesar de nas soluções correntes de reforço com compósitos de GFRP a ligação não estar sujeita a compressões, tornou-se fundamental a realização de alguns ensaios de corte duplo com a ligação sujeita a tensões de compressão por forma a obter o ângulo de atrito interno da ligação e desta forma caracterizar melhor o seu comportamento. Com efeito, a análise dos resultados às 0 horas permitiu verificar, em termos médios, que a força máxima transmitida ao compósito de GFRP foi de 16,1kN e que a imposição de uma tensão normal à ligação GFRP/betão de 0,5MPa provocou um incremento de 60% na força máxima (25,7kN). Constatou-se ainda que, um novo incremento da tensão normal de 0,5MPa para 1,0MPa levou a um novo incremento, da ordem dos 57%, na força máxima (40,3kN).

O início do colapso da ligação GFRP/betão pode ser representado por uma envolvente de ruptura definida através do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para o efeito a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ) da ligação GFRP/betão foram determinados experimentalmente. Tendo por base três classes de resistência à compressão do betão determinou-se a coesão e o ângulo de atrito da ligação GFRP/betão para estas classes de betão. Por conseguinte, foram definidas diferentes envolventes de ruptura para cada caso, incluindo os provetes submetidos aos diferentes ciclos de envelhecimento estudados.

O tratamento da superfície do betão, ou a ausência do mesmo, pode alterar significativamente as envolventes de ruptura da ligação GFRP/betão. Dos ensaios realizados, constatou-se que a coesão da ligação sujeita a tratamento por jacto de areia seca varia entre 1,82MPa (C12/15) e 3,13MPa (C45/55) e o ângulo de atrito entre 1,050rad

(C12/15) e 1,152rad (C45/55). Estes resultados podem evidenciar que a resistência à tracção do betão (f_{ct}) é um factor preponderante no desempenho da ligação FRP/betão. Não obstante, mais ensaios deverão ser realizados no sentido de se conseguir uma estimativa da coesão mais precisa.

A estimativa para o aumento da carga máxima transmitida ao compósito de GFRP com o aumento das tensões normais à ligação GFRP/betão foi idealizada com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os resultados experimentais e os estimados revelaram uma boa aproximação podendo servir de base, por exemplo, ao dimensionamento de chapas de ancoragem a aplicar em soluções de reforço com compósitos de FRP.

Os modos de ruptura observados nos ensaios de corte duplo da ligação GFRP/betão sem envelhecimento foram essencialmente do tipo coesivo pelo betão. Nos provetes com aplicação de tensões normais à ligação GFRP/betão verificou-se um destacamento do betão acompanhado por pequenas quantidades de betão. Nestes provetes, observou-se um aumento da tensão normal numa fase próxima da ruptura que foi associado ao destacamento de uma camada superficial de betão. Todos os provetes de referência ensaiados (sem a imposição de envelhecimentos artificiais acelerados) tiveram uma ruptura coesiva pelo betão.

Relativamente aos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino e a ciclos de marés (sem aplicação de tensões normais à ligação GFRP/betão), observou-se uma tendência para rupturas do tipo adesivo, isto é, pela interface GFRP/betão. Com a aplicação de tensões normais à ligação GFRP/betão o modo de ruptura observado mudou, ou seja, observou-se uma ruptura coesiva pelo betão associada a um destacamento de uma camada superficial de betão. Nos provetes sujeitos aos ciclos de temperatura estudados observou-se um modo de ruptura coesivo pelo betão, em qualquer das situações, com ou sem tensões normais aplicadas à ligação GFRP/betão. No entanto, alguns ensaios evidenciaram modos de ruptura mais adesivos pela interface GFRP/betão tendo estes ficado associados a forças máximas mais baixas do que outros provetes homólogos.

A energia de fractura da ligação GFRP/betão tem um papel importante no processo de descolamento do compósito de GFRP da superfície de betão. O aumento da força máxima transmitida ao compósito de GFRP está associado ao aumento da energia de fractura conforme se observou nos ensaios dos provetes com aplicação de tensões normais à ligação GFRP/betão e cujas energias de fractura aumentaram significativamente quando comparadas com as situações em que a ligação GFRP/betão não era comprimida.

8.1.2.2. Modelo de cálculo para a determinação da envolvente de ruptura

No capítulo 4 propôs-se um modelo de cálculo para a determinação da envolvente de ruptura da ligação GFRP/betão. Neste modelo, começa-se por determinar o comprimento de transferência da ligação (L_t) e em seguida estima-se a energia de fractura do Modo II. A coesão da ligação (c) é estimada em função da resistência à tracção do betão e da relação entre a energia de fractura (G_F) e o comprimento de transferência (L_t) anteriormente determinados. O ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão (ϕ) é estimado em função da resistência à compressão média do betão (f_{cm}).

O modelo de cálculo proposto foi calibrado tendo por base os ensaios experimentais realizados.

O efeito dos ciclos de envelhecimento foi tomado em consideração no modelo proposto. Tendo por base o modelo, obteve-se uma redução máxima da coesão de 28% nos ciclos de nevoeiro salino e de marés. O ângulo de atrito interno sofreu a maior redução também nestes ciclos de envelhecimento tendo-se determinado uma redução de 8% em ambos.

Comparando o modelo de cálculo proposto com as normas ou códigos internacionais, conclui-se que as tensões de aderência máxima da ligação GFRP/betão calculadas para diferentes classes de resistência do betão têm uma boa concordância com os códigos ou normas australiana (CIDAR), europeia (boletim 14 da fib) e japonesa (JCI). Pelo contrário, a norma italiana (CNR-DT) diverge bastante do modelo proposto e dos demais códigos ou normas internacionais, sugerindo-se assim que o cálculo das tensões de aderência máxima de acordo com esta norma seja revisto. As forças máximas transmitidas ao compósito de GFRP foram também comparadas com os códigos e normas internacionais tendo-se concluído que os códigos ou normas europeias EC8, boletim 14 da fib, CNR-DT e CS TR55 têm uma boa aproximação ao modelo proposto. Contudo, refira-se que a norma japonesa ao considerar uma distribuição de tensões de aderência uniforme ao longo do comprimento de transferência da ligação GFRP/betão (L_t) sobrestima a força máxima transmitida ao compósito de GFRP.

8.1.3. Vigas de secção rectangular

A avaliação do comportamento da ligação GFRP/betão de vigas de betão armado sujeitas a ciclos de envelhecimento acelerado conduziu às conclusões que se seguem.

8.1.3.1. Modo de ruptura

As vigas com um reforço com duas camadas de GFRP de 80mm de largura tiveram um descolamento prematuro do compósito que ficou associado a uma fenda de corte/flexão da viga.

As vigas com um reforço com duas camadas de GFRP de 20mm de largura tiveram uma ruptura essencialmente de flexão exibindo fundamentalmente o Modo II de fractura da ligação GFRP/betão.

A ruptura induzida por corte/flexão nas vigas com 80mm de GFRP mostrou um desenvolvimento de fendas no betão que difere do comportamento observado em vigas de betão constituídas por dois blocos de betão com rótula a meio vão e o compósito de GFRP colocado na fibra mais traccionada ou dos provetes de corte duplo.

8.1.3.2. Extensões máximas no compósito de GFRP

Concluiu-se que as vigas com 20mm de GFRP desenvolveram maiores extensões no compósito. Em média, a extensão máxima nas vigas com 20 mm de GFRP foi de 0,98%, enquanto nas vigas com 80mm de GFRP se obteve uma extensão máxima de 0,40%. A dispersão nos resultados foi maior nas vigas com 80mm de GFRP que pode ser

justificada pela abertura duma fenda de corte/flexão nestas vigas tendo-se ainda verificado que nestas vigas as extensões no compósito de GFRP foram menores que nas vigas com 20mm de GFRP. Este facto deve-se essencialmente à combinação dos modos de fractura I e II que conduz a menores extensões no compósito quando comparado a uma situação em que apenas o Modo II de fractura está presente.

No que diz respeito às vigas com 20mm de GFRP sujeitas aos ciclos de envelhecimento adoptados, pode concluir-se que houve uma redução das extensões máximas nas vigas sujeitas a envelhecimento. Às 10000 horas, os ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C obtiveram a maior redução na extensão máxima (-38,2%) seguida das vigas sujeitas a ciclos de marés (-24,2%). Os ciclos de nevoeiro salino foram os que tiveram a menor redução na extensão máxima relativamente às 0 horas (-14,5%).

8.1.3.3. Tensões de aderência máxima

As tensões de aderência máximas nas vigas com 20mm de GFRP evidenciaram, pela inversão de sinal, o aparecimento de uma fenda transversalmente ao eixo da viga, na zona do comprimento de colagem que se situa a cerca de 50mm do meio vão. As vigas rectangulares ensaiadas foram concebidas para ter uma pequena reentrância no betão a meio-vão, com a correspondente falta de colagem do compósito de GFRP à superfície de betão nesta zona. Esta reentrância originou um fenómeno de concentração de tensões que parece ter afectado as tensões de aderência próximas desta região. Assim, os valores das tensões de aderência máximas verificadas nas vigas com 20mm de largura de GFRP situaram-se em regiões centrais da viga o que não seria de esperar uma vez que o comprimento de transferência (L_t) é muito superior a 50mm. Os valores das tensões de aderência máxima determinados experimentalmente são também bastante elevados, o que também pode ser justificado pela reentrância existente a meio-vão da viga de betão.

8.1.3.4. Leis de *bond-slip*

Os resultados permitiram concluir que as características das leis de *bond-slip* da ligação sujeita aos ciclos de nevoeiro salino conduzem a um aumento das tensões de aderência máximas (τ_{max}) mantendo-se o deslizamento máximo (s_{max}) que lhe está associado. Verificou-se que a energia de fractura (G_F) aumentou com o tempo de exposição a nevoeiro salino pelo que a degradação da ligação GFRP/betão não ficou comprometida.

Relativamente aos ciclos de marés observou-se uma redução das tensões de aderência máximas (τ_{max}) relativamente à curva de referência e também a redução em 27,9% da energia de fractura (G_F) da ligação GFRP/betão às 3000 horas de exposição. Comparativamente à curva de *bond-slip* obtida às 0 horas, os ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C caracterizaram-se apenas pela inclinação mais acentuada da curva durante a fase de pós-pico enquanto que nos ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C verificou-se uma maior redução na tensão de aderência máxima (τ_{max}).

8.1.3.5. Distribuição das tensões no compósito de GFRP

A distribuição das tensões longitudinais no GFRP para ciclos de nevoeiro salino e de marés têm como envolvente as distribuições obtidas nas vigas sem envelhecimento. A distribuição das tensões longitudinais no GFRP nestes ciclos desenvolve-se assim num comprimento de colagem inferior ao observado nas vigas de referência.

As distribuições das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem foram também afectadas pelos ciclos de nevoeiro salino e de marés, ou seja, para um mesmo nível de carga, a posição das tensões de aderência máxima (excluindo os 50mm centrais da viga) ocorre numa região mais próxima de centro da viga do que a observada nas vigas de referência. Esta característica é reveladora de que o comportamento local da ligação GFRP/betão sujeita a ciclos de nevoeiro salino e de marés é alterado podendo estar relacionado com as alterações dos modos de ruptura observados nas vigas envelhecidas bem como da alteração do comprimento de transferência da ligação (L_t).

8.1.4. Reforço de vigas de secção em T

Foram ensaiadas à flexão de quatro pontos três vigas de secção transversal em T com um vão de 3,0m. Uma das vigas serviu de referência e como tal não foi reforçada, enquanto as restantes foram reforçadas exteriormente com duas camadas de GFRP com 120mm de largura, sendo uma ensaiada sob carregamento monotónico e a outra sob carregamento cíclico. Apesar do número de vigas ensaiadas não ser significativo, este tipo de reforço mostrou ser eficiente, tendo-se observado um comportamento razoavelmente dúctil associado a um aumento da carga de ruptura das vigas. No entanto, apenas se mobilizou cerca de 50% da extensão na ruptura do compósito de GFRP. Constata-se que a eficiência do reforço com compósitos de GFRP poderia ser melhorada se se adoptassem sistemas adicionais de ancoragem que permitiriam adiar o descolamento do compósito da superfície de betão.

Nos sub-capítulos seguintes realçam-se as principais conclusões alcançadas a partir dos ensaios experimentais das vigas de secção transversal em T.

8.1.4.1. Diagrama força *vs.* deslocamento a meio vão

Os ensaios à flexão das vigas de secção transversal em T permitiram observar três fases distintas:

- (i) Fase elástica: todos os materiais têm um comportamento elástico e linear;
- (ii) Fase de pós-fendilhação: em que as fibras traccionadas de betão fendilharam e a viga perde rigidez;
- (iii) Fase de pós-cedência: em que o compósito de GFRP se separa da superfície de betão.

No caso particular da viga de referência apenas as duas primeiras fases são observadas. Comparativamente à viga de referência, as vigas reforçadas com compósito de GFRP revelaram possuir uma maior rigidez na fase de pós-fendilhação explicada pelo aumento da percentagem de armadura das vigas dado pelo compósito. Também a carga

correspondente à cedência das armaduras foi superior nas vigas com compósito de GFRP uma vez que a força de tracção nas armaduras passou a ser compartilhada com o compósito. A força na cedência nas vigas reforçadas com compósitos foi cerca de 16,0% a 19,0% superior à obtida na viga de referência. Após a cedência das armaduras, as vigas reforçadas com compósito de GFRP apresentaram ainda alguma ductilidade, tendo-se alcançado nas vigas reforçadas com GFRP os 90,2kN no ensaio monotónico e os 93,3kN no ensaio cíclico e que representam, respectivamente, um aumento de 43,4% e de 48,3% da carga última da viga de referência. Nesta fase de pós cedência das armaduras, a rigidez das vigas diminuiu conseguindo-se alcançar flechas máximas entre 36,1mm no ensaio monotónico e 41,8mm no ensaio cíclico e que são, respectivamente, 169,4% e 211,9% superiores à flecha máxima alcançada na viga de referência que foi de 13,4mm. Porém, se se comparar apenas as flechas máxima no instante correspondente à cedência das armaduras as diferenças são pouco significativas.

Os diagramas força *vs.* deslocamento a meio-vão foram estimados para as vigas de referência e reforçada com GFRP sujeita a carregamento monotónico, recorrendo-se à proposta de El-Mihilmy e Tedesco [192] e cuja génese se baseia em expressões elásticas correntes com a introdução, após a fendilhação do betão, de um momento de inércia efectivo (I_e). O momento de inércia efectivo pretende considerar as regiões da viga entre fendas e que cujo valor está compreendido entre os momentos de inércia da secção fendilhada (I_{cr}) e não fendilhada (I_g). Os resultados determinados a partir desta proposta revelaram uma boa concordância com os resultados experimentais. As maiores divergências com os resultados experimentais ocorreram na viga de referência cujos deslocamentos estimados foram inferiores ao experimentais. O deslocamento na cedência das armaduras da viga reforçada com compósito de GFRP foi também sub-estimado pelo método utilizado. Estas divergências podem ficar a dever-se ao facto da posição da linha neutra não ser sistematicamente actualizada com o carregamento da viga. Assim, e em trabalho futuro, o recurso a metodologias numéricas simples como o método das fatias pode revelar-se como uma alternativa para a estimativa do diagrama força *vs.* deslocamento a meio vão.

8.1.4.2. Distribuição das tensões no compósito de GFRP

A análise das tensões de aderência permitiu concluir que a sua distribuição ao longo de todo o comprimento de colagem (L_b) faz-se de forma bastante irregular. As maiores tensões de aderência ocorreram sempre do lado em que o compósito de GFRP descolou e numa região junto à aplicação das cargas exteriores.

As tensões longitudinais no compósito de GFRP apresentam, de forma qualitativa, um desenvolvimento similar ao diagrama de momentos flectores da viga. As irregularidades também observadas devem-se à abertura de fendas na viga de betão armado, à semelhança do que ocorre com o desenvolvimento das tensões de aderência. Saliente-se aqui que a relação analítica entre as tensões de aderência e longitudinais leva a concluir que quando as tensões de aderência mudam de sinal, as tensões longitudinais apresentam um máximo ou mínimo relativo.

Em ambas as distribuições das tensões (aderência e longitudinais), o desenvolvimento é mais significativo a partir da fase em que a armadura de tracção

entrou em cedência e apenas o compósito de GFRP possui rigidez (neste caso elástica e linear).

8.1.4.3. Extensões máximas no compósito de GFRP

Atendendo à importância para projecto e com base nos ensaios experimentais desenvolveu-se uma expressão para a determinação da extensão máxima no compósito de GFRP ($\varepsilon_{f,max}$). A expressão tem em consideração, entre outros aspectos, o processo de descolamento do compósito da superfície de betão para o modo de ruptura das vigas que está associado à energia de fractura (G_F) do Modo II da ligação GFRP/betão. A expressão, considera ainda o efeito da fendilhação da viga pelo que, a determinação do espaçamento médio entre fendas (s_{fm}) e as forças instaladas no compósito nas regiões das fendas são factores importantes.

Com base nos resultados experimentais relativos aos ciclos de envelhecimento estudados, adaptou-se a expressão de forma a poder estimar a extensão máxima para tais circunstâncias.

Os valores assim estimados evidenciaram, na generalidade, uma boa concordância com os resultados experimentais bem como com os resultados obtidos na modelação computacional. Desta forma, foi possível estimar as extensões máximas nas vigas de secção transversal em T caso estivessem sujeitas aos ciclos de envelhecimento acelerado estudados e os desvios máximos rondam os 20% quando comparadas com a modelação computacional.

8.1.5. Modelação computacional da ligação GFRP/betão

A ruptura da ligação GFRP/betão foi analisada com base na modelação computacional dos provetes de corte duplo e das vigas de betão armado. A ligação GFRP/betão foi modelada através de elementos de interface que permitem a modelação do descolamento do compósito da superfície de betão de forma discreta, isto é, com a separação total dos elementos finitos utilizados nos elementos colados (compósito de GFRP e betão). Esta separação entre os elementos colados é controlada por uma superfície de ruptura de Mohr-Coulomb e inicia-se quando a ligação atinge esta superfície e desenvolve-se de acordo com as relações tensão-COD (*softening laws*) até atingir uma superfície de coesão nula e mesmo ângulo de atrito.

Na globalidade, os modelos realizados com recurso a este tipo de elementos finitos de interface permitiram estimar com boa precisão o comportamento, até à ruptura, dos ensaios experimentais.

Nos sub-capítulos seguintes faz-se uma síntese das conclusões retiradas da modelação computacional para os três tipos de ensaios experimentais realizados, corte duplo, flexão em três e quatro pontos.

8.1.5.1. Ensaio de corte duplo

Os resultados da modelação computacional dos ensaios de corte duplo evidenciaram uma boa aproximação aos resultados experimentais. Refira-se, por exemplo, a boa

aproximação observada no diagrama força total *vs.* deslocamento para as diferentes situações de ensaio (sem compressão lateral e com compressão lateral da ligação GFRP/betão). Em termos médios, a ruptura foi também estimada com boa aproximação sendo o deslocamento o parâmetro que registou maiores desvios (inferiores a 30,5%) e tendo a força na ruptura máxima registado um desvio máximo de 9,4% nos provetes MC-REF80. Na análise paramétrica, verificou-se que o número de elementos finitos utilizados na modelação não afecta significativamente o diagrama força total *vs.* deslocamento dos modelos. Porém, o uso dos elementos finitos de interface é essencial para se conseguir estimar o descolamento do compósito de GFRP da superfície de betão.

As extensões máximas observadas nos ensaios foram também estimadas com muito boa aproximação quando se utilizaram os elementos de interface na modelação da ligação GFRP/betão calculando-se um desvio máximo inferior a 10%. O modelo com interface rígida, para além de não ter estimado o colapso da ligação GFRP/betão e por conseguinte não ter conseguido estimar as extensões máximas, observou-se que as extensões no compósito de GFRP são sempre nulas ao longo do comprimento de colagem (L_b).

As tensões de aderência máximas foram ainda estimadas com relativa aproximação, tendo-se calculado o maior desvio (22,5%) no modelo dos provetes MC-REF80 sem compressão lateral da ligação GFRP/betão e o menor desvio (4,5%) no modelo dos provetes MC-REF80 com 1,0MPa de tensão de compressão lateral na ligação.

Considerando os ciclos de envelhecimento acelerado estudados, os modelos de corte duplo estimaram também com boa aproximação as extensões máximas calculadas nos ensaios cometendo-se um erro máximo a rondar os 20%.

8.1.5.2. Vigas de secção rectangular

Os diagramas carga *vs.* deslocamento a meio-vão obtidos na modelação das vigas de secção rectangular revelaram ser muito coerentes com os diagramas experimentais. O primeiro troço até à carga correspondente à fendilhação das vigas foi muito bem estimado o que era de prever uma vez que os materiais estão todos em regime elástico e linear. O segundo patamar, a seguir à fendilhação do betão, revelou algumas diferenças na resposta dos modelos relativamente aos ensaios. Por exemplo, nas vigas sem reforço exterior de GFRP observou-se uma menor rigidez nos modelos enquanto que nas vigas com 20mm de GFRP observou-se uma maior rigidez nos modelos do que nos ensaios. No entanto, as cargas máximas estimadas pela modelação apresentam um erro máximo na ordem de 2,6% nas vigas com 80mm de GFRP. Todavia, os deslocamentos na ruptura tiveram erros entre 17,2% (vigas com 80mm de GFRP) e 31,4% (vigas com 20mm de GFRP).

A modelação computacional com base na distribuição contínua de fendas permitiu concluir que a distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem das vigas é estimada com grande precisão em ambos os modelos com 20mm e 80mm de GFRP, especialmente para níveis de carga mais baixos. Para a carga máxima, a distribuição das extensões é um pouco mais irregular nos ensaios do que nos modelos mas continuam muito similares aos ensaios. Saliente-se apenas que a meio-vão (junto à reentrância de betão) das vigas com 20mm de GFRP as extensões obtidas

experimentalmente são muito superiores às obtidas nos modelos e daí se terem calculado desvios de 35,9% nestas vigas.

A modelação permitiu concluir que as relações entre as tensões de aderência e o deslizamento da interface relativamente à superfície de betão (leis de *bond-slip*) foram muito similares às obtidas experimentalmente. Refira-se apenas que, seguindo o modelo proposto por Ueda e Dai [30], a tensão de aderência máxima na modelação foi de 2,29MPa enquanto que experimentalmente se obteve 1,59MPa. Os deslizamentos associados a estas tensões de aderência máximas foram iguais a 0,168mm e a 0,267mm, respectivamente e que é revelador de uma maior rigidez inicial na modelação. Porém, a curva pós-pico decresce de forma mais acentuada na modelação. Da curva de *bond-slip* obtida na modelação computacional permitiu observar um aumento significativo das tensões de aderência máxima junto a meio-vão durante a fase de pós-pico e que é revelador de uma concentração de tensões normais de compressão na interface GFRP/betão nessa região devido à reentrância criada nas vigas.

A distribuição das tensões de aderência determinada por via computacional apresentou um comportamento coerente com os conceitos teóricos, ou seja, para níveis de carga mais baixo as tensões de aderência máxima localizaram-se junto do meio-vão da viga tendo posteriormente migrado para as regiões mais próximas dos apoios quando a carga se aproximou da ruptura.

A análise paramétrica permitiu observar que há vários parâmetros que influenciam o desempenho dos modelos computacionais das vigas. Por exemplo, o aumento do número de elementos finitos fez aproximar a resposta dos modelos aos ensaios.

A influência das leis que definem a ligação aço/betão foi averiguada tendo-se experimentado diferentes leis definidas no Model Code 90 [166]. Para esse efeito, assumiram-se três tipos de varões: nervurados e laminados a quente, lisos endurecidos a frio e laminados a quente. A ligação aço/betão rígida foi igualmente considerada. Os resultados permitiram concluir que a resposta da viga em que se assumiram varões nervurados e laminados a quente é muito semelhante à viga com ligação aço/betão rígida. Ambos os resultados são os que mais se afastaram dos ensaios realizados. Quando se assumiu a lei de *bond-slip* relativa a varões lisos, os resultados aproximaram-se mais dos ensaios experimentais. Contudo, as cargas e deslocamentos máximos afastam-se consideravelmente dos obtidos experimentalmente. No modelo em que se considerou a lei *bond-slip* relativa a varões lisos, observou-se uma carga de fendilhação da viga mais baixa do que nos restantes modelos.

A comparação entre o modelo de fendilhação rotativo e fixo permitiu concluir que, apesar do primeiro não ser fisicamente viável (a fenda, num determinado elemento finito não muda de direcção com o carregamento), foi o que estimou com melhor precisão o diagrama carga *vs.* deslocamento a meio-vão. A modelação das vigas com recurso ao modelo de fendilhação fixo teve sempre como consequência um aumento da rigidez das vigas quando comparado com o modelo de fendilhação rotativo. As tensões de aderência, energia de fractura ou extensões máximas no compósito de GFRP calculadas nas modelações das vigas com recurso ao modelo de fendilhação fixo foram também ligeiramente superiores aos determinados nas vigas em que se assumiu o modelo de fendilhação rotativo.

A análise paramétrica permitiu concluir que o aumento da percentagem de armadura nas vigas faz diminuir as tensões de aderência máximas na ligação

GFRP/betão. Este resultado pode estar relacionado com uma interação entre a ligação aço/betão e a ligação GFRP/betão que altera o campo de tensões no betão. A análise realizada relativamente à influência do vão de corte (relação entre a altura da secção e a distância entre o apoio e a aplicação da carga) sob a ligação GFRP/betão permitiu concluir que quando esta relação diminui, o surgimento de fendilhação de corte/flexão afecta o desempenho da ligação GFRP/betão. Nessas circunstâncias, a análise de aderência deve contemplar o espaçamento entre fendas na viga uma vez que é um factor preponderante na determinação da carga de ruptura da viga bem como na distribuição das tensões ao longo do vão da viga.

Foi analisada a influência dos ciclos de envelhecimento no desempenho das vigas de secção transversal, conseguindo-se estimar relativamente bem as extensões máximas no compósito de GFRP. A modelação computacional permitiu concluir que os desvios máximos provenientes da comparação com os valores estimados a partir da proposta de cálculo apresentada são cerca de 20%.

8.1.5.3. Vigas de secção em T

Os resultados obtidos na modelação computacional permitiram concluir que o recurso a elementos finitos de interface baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb para modelar a interface GFRP/betão estimaram com boa precisão o fenómeno do destacamento do compósito de GFRP da superfície de betão. A análise por elementos finitos revelou ainda que os modelos computacionais que se basearam na fendilhação rotativa do betão obtiveram melhores aproximações aos ensaios experimentais. Os deslocamentos a meio-vão foram também mais precisos quando se considerou na análise computacional o modelo de fendilhação rotativo.

O modelo computacional relativo ao ensaio cíclico reproduziu de forma muito similar o diagrama carga *vs.* deslocamento a meio-vão. Porém, após a descarga, o carregamento da viga faz-se pelo mesmo patamar não evidenciando um comportamento histerético do betão conforme se observou nos ensaios experimentais. Este efeito pode não ter sido reproduzido com sucesso uma vez que o modelo usado para o betão leva, numa fase de descarga do betão, a tensão nula associada a uma extensão também nula.

A distribuição das extensões ao longo do vão das vigas permitiu concluir que para níveis de carga mais baixos se consegue uma excelente precisão nos resultados computacionais. Na carga correspondente à cedência das armaduras, a distribuição permanece bastante semelhante à observada experimentalmente. Contudo, os resultados tendem a desviar ligeiramente a partir da carga correspondente à cedência das armaduras até ao instante da ruptura.

Em termos de tensões de aderência máximas na interface GFRP/betão, o recurso a interface GFRP/betão rígida tende a fazer aumentar os erros relativamente aos ensaios experimentais uma vez que se ignoram os deslocamentos relativos entre os dois elementos colados. Uma análise a 2D, combinando o modelo de fendilhação rotativo com um refinamento da malha de elementos finitos junto à ligação GFRP/betão permitiu estimar melhor a distribuição das tensões de aderência ao longo do vão da viga sob carregamento monotónico. A análise realizada a 2D com malha muito refinada (elementos finitos de 4 nós e de dimensões entre 2m a 5mm) revelou ser uma boa

alternativa à análise 3D. Saliente-se que o refinamento da malha no modelo tridimensional faz aumentar significativamente o número de equações não lineares a resolver pelo computador tornando este processo muito lento, com grande consumo de tempo e de memória RAM do computador.

8.2. Desenvolvimentos futuros

No decorrer do presente trabalho, e em diversas ocasiões, algumas ideias foram surgindo com naturalidade no sentido de desenvolver outros trabalhos que poderiam vir a aumentar o conhecimento sobre o processo de degradação da ligação entre o compósito de FRP e o betão. Porém, por não terem sido inicialmente idealizados, também não foram aqui aprofundadamente estudados. Diferentes motivos poderão ser apresentados: a falta de provetes, a onerosidade envolvida no processo, o tempo necessário e excessivo para a sua implementação, ou simplesmente por não se incluir no âmbito principal do trabalho, não deixando de ter a sua relevância.

Assim, começar-se-ia por destacar os efeitos que os ciclos de envelhecimentos estudados poderiam produzir numa ligação CFRP/betão. Aqui, o estudo da durabilidade do adesivo poderá ser muito importante quer ao nível do tipo (resinas epoxídicas, resinas de poliéster, entre outras) quer ao nível das quantidades (espessuras) utilizadas na colagem, atendendo a que o compósito de CFRP é menos susceptível aos ambientes alcalinos que o GFRP. Um outro aspecto que merece algum desenvolvimento relaciona-se com o desempenho da ligação GFRP/betão sob o efeito da fluência. Por outro lado, em alternativa às estruturas de betão armado, a reparação ou reforço de estruturas de madeira poderá merecer estudos mais aprofundados. Os efeitos dos envelhecimentos ambientais ou as não linearidades físicas da madeira deverão condicionar o comportamento deste tipo de ligação. Em particular as leis de *bond-slip* na interface FRP/madeira não estão suficientemente estudadas. A definição do comprimento de transferência (L_t) neste tipo de ligação é outro exemplo claro da necessidade em se aprofundar os conhecimentos neste tipo de ligações.

O efeito da espessura do compósito de GFRP no desempenho da ligação foi assunto que não foi estudado pelo que merece atenção, uma vez que a espessura vai influenciar diversos parâmetros como o comprimento de transferência da ligação (L_t), a força ou a extensão máxima do GFRP. O aumento da espessura pode ainda introduzir uma maior barreira à difusão dos cloretos ou outros iões atrasando o processo de degradação da ligação GFRP/betão.

A questão mais difícil de ser respondida com alguma exactidão é, muito provavelmente, a que pretende responder à equivalência do número de horas utilizadas no processo de envelhecimento dos provetes estudados em ambiente laboratorial com o número de horas reais que produzem as degradações encontradas neste trabalho. Nesse sentido, em trabalhos futuros a inclusão do efeito da temperatura em cada um dos processos de degradação, tal como proposto por Arrhenius poderá permitir a resposta a esta questão.

Como se demonstrou, a imposição de tensões normais de compressão à ligação GFRP/betão proporciona um aumento significativo da energia de fractura necessária fornecer à ligação para conseguir a ruptura da ligação FRP/betão. Por isso, a eficiência de chapas de ancoragem no reforço de vigas de BA sob diferentes níveis de tensão é um

tema que merece um desenvolvimento aprofundado. Neste trabalho, algumas pistas foram identificadas. A suposição de que a ligação FRP/betão tem um comportamento em conformidade com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb permite estimar a força máxima que se consegue transmitir à ligação quando se lhe impõe uma dada tensão normal. Os pontos em que estas chapas de ancoragem deverão ser colocadas ao longo do vão da viga de BA é outro assunto que pode viabilizar o uso destes mecanismos. A sua optimização na viga em função dos carregamentos exteriores ou fendilhação do betão poderá tornar esta solução mais económica.

Um outro tema de grande interesse incide no estudo do desenvolvimento dos campos de tensões ao longo da interface FRP/betão entre fendas consecutivas de uma viga de betão armado. Apesar de existirem alguns modelos na literatura, não são conhecidas comparações com ensaios experimentais.

A influência que os computadores têm no dimensionamento de estruturas através de análises por elementos finitos permitem estimar com maior rigor os efeitos reais. Conforme se referiu no capítulo anterior, ficou demonstrado que existe uma necessidade de confrontar os resultados obtidos através dos modelos baseados na distribuição discreta da fenda com outros modelos baseados na abertura contínua da fenda. A comparação entre ambos os modelos permitiria identificar vantagens e desvantagens na utilização de cada um deles quer ao nível dos efeitos locais quer ao nível dos efeitos globais na resposta de vigas de betão armado exteriormente reforçadas com compósitos de FRP.

A modelação da ligação FRP/betão através de elementos de interface por intermédio de molas não lineares e com base nas leis de *bond-slip* da ligação pode apresentar-se como uma boa alternativa à modelação através de elementos finitos baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A busca de relações entre a coesão (c) e o ângulo de atrito interno da ligação (ϕ) com a tensão de aderência (τ) e o deslizamento relativo entre os dois materiais (s) permitiria uma aproximação significativa entre os dois tipos de modelação da interface FRP/betão.

Outro assunto de interesse reside na análise de todos os efeitos inerentes aos envelhecimentos ambientais em estruturas reforçadas com compósitos pré-esforçados.

Os temas aqui aludidos, apresentam uma carência substancial de conhecimentos e como tal o campo de aprendizagem é ainda muito vasto. O trabalho aqui desenvolvido não deve pois ser considerado como um ponto de chegada mas sim como um ponto de partida para outros trabalhos na área do reforço e reparação de estruturas com compósitos de FRP.

Apêndice A

Alteração da resposta da ligação FRP/betão decorrente da lei de *bond-slip*

A.1. Introdução

Com este apêndice, pretende-se dar um contributo mais global do panorama das distribuições dos deslizamentos, extensões e tensões ao longo de uma superfície colada entre um compósito de FRP e o betão assumindo, neste apêndice, apenas leis cujos comportamentos locais da interface se consideram lineares.

A partir da relação de equilíbrio entre as forças envolvidas numa parcela de FRP de comprimento infinitesimal dx conforme se mostra pela Figura A.1, por soma das forças horizontais, obtém-se a expressão:

$$d\sigma_f(x) \cdot b_f \cdot t_f - \tau(x) \cdot b_f \cdot dx = 0 \quad (\text{A.1})$$

e que se pode resumir simplesmente à relação entre as tensões longitudinais (σ_f) e as tensões de aderência (τ):

$$\frac{d\sigma_f(x)}{dx} = \frac{\tau(x)}{t_f} \quad (\text{A.2})$$

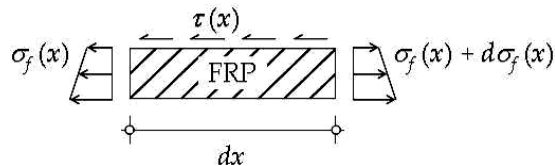


Figura A.1: Tensões envolvidas na ligação FRP-betão num ensaio de corte.

Se se assumir que o compósito de FRP tem um comportamento constitutivo linear, então a relação entre a variação da tensão longitudinal no FRP $d\sigma_f(x)$ e as extensões vem dada por:

$$\frac{d\sigma_f(x)}{dx} = E_f \cdot \frac{d\varepsilon_f(x)}{dx} \quad (\text{A.3})$$

em que E_f é o módulo de elasticidade do compósito de FRP. As extensões no compósito de FRP são, por sua vez, função dos deslizamentos relativos ou *slips* entre as superfícies coladas e no caso de se desprezarem as extensões do betão, pode escrever-se a relação:

$$\varepsilon_f(x) = \frac{ds}{dx} \quad (\text{A.4})$$

Derivando em ordem a x obtém-se:

$$\frac{d\varepsilon_f(x)}{dx} = \frac{ds^2}{d^2x} \quad (\text{A.5})$$

Introduzindo (A.5) em (A.3), a expressão (A.2) pode ser reescrita sob a forma:

$$\frac{d\sigma_f(x)}{dx} = E_f \cdot \frac{ds^2}{d^2x} \quad (\text{A.6})$$

Finalmente, a equação diferencial de 2ª ordem que estabelece o equilíbrio das forças no compósito de FRP de comprimento infinitesimal dx vem dada por:

$$E_f \cdot \frac{ds^2}{d^2x} = \frac{\tau(x)}{t_f} \quad (\text{A.7})$$

Uma vez que as tensões de aderência podem ter um comportamento local específico, traduzido pelas chamadas leis locais *bond-slip*, a resolução de (A.7) fica dependente do tipo de lei local que se assume como a aproximação para a ligação entre os dois materiais colados como se ilustra a seguir.

A.2. Lei *bond-slip* do tipo constante

Esta é a lei que introduz menor dificuldade na resolução da equação diferencial (A.7) e traduz, de certo modo, uma plastificação da ligação. Na Figura A.2 apresenta-se a lei de *bond-slip* do tipo constante ou rígido-plástica. A equação diferencial a resolver é expressa por:

$$\frac{ds^2(x)}{d^2x} = \frac{\tau_{\max}}{E_f \cdot t_f} \quad (\text{A.8})$$

e que integrando conduz a:

$$s(x) = \frac{\tau_{\max}}{2E_f \cdot t_f} \cdot x^2 + A \cdot x + B \quad (\text{A.9})$$

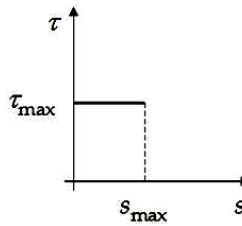


Figura A.2: Lei *bond-slip* do tipo constante (rigido-plástica).

As constantes A e B deverão ser calculadas com base nas condições de fronteira do problema. A partir da relação entre o deslizamento (s) e a extensão no compósito de FRP estabelecida em (A.4), introduz-se em (A.9) a condição de que para $x=0$ tem-se a extensão no FRP, obtendo-se o valor de A de acordo com a expressão:

$$A = -\frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad (\text{A.10})$$

A quantificação da constante A conduz à a distribuição das extensões (derivadas dos deslizamentos ao longo do comprimento x):

$$\varepsilon(x) = \frac{\tau_{\max}}{E_f \cdot t_f} \cdot x - \frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad (\text{A.11})$$

que é, na prática, a equação de uma recta cujas abcissas correspondem às extensões no FRP.

A distribuição das tensões longitudinais ao longo do compósito de FRP são também, assumindo comportamento linear para o FRP, lineares e podem escrever-se de acordo com:

$$\sigma(x) = \frac{\tau_{\max}}{t_f} \cdot x - \frac{F}{b_f \cdot t_f} \quad (\text{A.12})$$

A distribuição das tensões de aderência vem, de acordo com a expressão (A.2) a partir do produto entre a espessura do FRP (t_f) e a derivada em ordem a x das tensões longitudinais expressas em (A.12), obtendo-se uma constante igual à tensão de aderência máxima, ou seja, $\tau(x)=\tau_{\max}$, que foi, aliás, assumida inicialmente para o comportamento local da interface. A força máxima transmitida ao FRP é, por conseguinte, calculada a partir da expressão:

$$F_{\max} = \int_0^{L_a} \tau(x; y) dA \quad (\text{A.13})$$

onde L_a é o comprimento de FRP com tensões não nulas. A expressão (A.13) traduz o equilíbrio entre a força aplicada ao compósito de FRP e as forças de corte que se desenvolvem na interface de colagem entre os dois materiais num comprimento de colagem L_a . A expressão (A.13) pode ainda ser simplificada se se admitir que a distribuição das tensões de aderência na direcção da largura do FRP é uniforme e que na realidade se verifica ao longo do comprimento L_a , pelo que pode escrever-se a expressão:

$$F_{\max} = \int_0^{L_a} \tau_{\max} \cdot b_f dx = \tau_{\max} \cdot b_f \cdot L_a \quad (\text{A.14})$$

O comprimento L_a pode ser determinado impondo a condição da extensão no compósito de FRP ser nula para $x=L_a$ pelo que, da expressão (A.11), resulta:

$$L_a = \frac{F}{\tau_{\max} \cdot b_f} \quad (\text{A.15})$$

O comprimento de transferência (L_t) para uma lei *bond-slip* do tipo constante é, de acordo com (A.15), o comprimento de colagem (L_b) da expressão (A.14). O comprimento de transferência (L_t) vem então calculado substituindo em (A.15) a força F pela força máxima transmitida ao FRP (F_{\max}) dada pela expressão (2.58):

$$L_a = L_t = s_{\max} \sqrt{\frac{2E_f \cdot t_f}{G_F}} \quad (\text{A.16})$$

onde a energia de fractura (G_F) vem dada por:

$$G_F = \tau_{\max} \cdot s_{\max} \quad (\text{A.17})$$

É de salientar ainda que se a tensão de aderência for alta, pode mais facilmente ocorrer a ruptura pelo compósito de FRP antes de todo o comprimento de colagem estar solicitado. Por outras palavras, ao assumir-se que a ligação tem um comportamento semelhante ao comportamento correspondente a uma plastificação, está-se a assumir que apenas se consegue mobilizar os deslizamentos na interface sem introduzir qualquer acréscimo de tensões de aderência pelo que, ao chegar-se ao valor de τ_{\max} na ligação, todo o comprimento de colagem é mobilizado no comprimento L_a da ligação. A interface é também mais plástica quanto maior for também a sua capacidade plástica em deformar-se, isto é, quanto maior for o seu deslizamento máximo (s_{\max}). Esta condição pode ser encontrada, por exemplo, no trabalho de Duarte Faria *et al.* [210] em que as tensões de aderência mobilizadas entre um cabo de pré-esforço e uma resina epoxídica revelaram que quando se atinge a capacidade resistente máxima da ligação os deslizamentos aumentaram consideravelmente sem que, com isso, se tenha verificado

um acréscimo de tensões provocando conseqüentemente, e apenas a partir desta fase, uma uniformização das tensões de aderência ao longo do cabo.

A condição de que para $x=L_a$ o deslizamento é nulo, uma vez que a partir deste ponto L_a a ligação FRP/betão está ainda indeformada conduz à constante B :

$$B = -\frac{\tau_{\max}}{2E_f \cdot t_f} \cdot L_a^2 + \frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot L_a \quad (\text{A.18})$$

pelo que a distribuição dos deslizamentos pode ser calculada sob a forma:

$$s(x) = \frac{\tau_{\max}}{2E_f \cdot t_f} \cdot x^2 - \frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} x - \frac{\tau_{\max}}{2E_f \cdot t_f} \cdot L_a^2 + \frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot L_a \quad (\text{A.19})$$

A.3. Lei *bond-slip* do tipo linear descendente

Admite-se agora uma lei *bond-slip* do tipo linear com um declive negativo e cuja função é do tipo:

$$\tau(s) = \tau_{\max} - \frac{\tau_{\max}}{s_{ult}} \cdot s \quad (\text{A.20})$$

A expressão (A.7) escreve-se agora sob a forma:

$$\frac{d^2s}{dx^2} + \alpha^2 \cdot s = \alpha^2 \cdot s_{ult} \quad \text{com} \quad \alpha^2 = \frac{\tau_{\max}}{s_{ult} \cdot t_f \cdot E_f} \quad (\text{A.21})$$

e a solução obtém-se a partir da soma da solução da solução homogéna (onde A e B são constantes que se obtêm a partir das condições de fronteira) com a solução particular de acordo com a expressão:

$$s(x) = \underbrace{A \cdot \cos(\alpha \cdot x) + B \cdot \sin(\alpha \cdot x)}_{\text{Solução homogéna}} + \underbrace{s_{ult}}_{\text{Solução particular}} \quad (\text{A.22})$$

As condições de fronteira são determinadas a partir das relações:

$$\begin{cases} x=0 \\ \sigma_f = \frac{F}{b_f \cdot t_f} \end{cases} \Rightarrow \frac{ds}{dx} = -\frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad \text{e} \quad \begin{cases} x=L_a \\ \sigma_f = 0 \end{cases} \Rightarrow \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{A.23})$$

em que L_a corresponde ao ponto a partir do qual a ligação FRP/betão não está solicitada obtendo-se os valores das constantes A e B definidas por:

$$A = -\frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\cos(\alpha \cdot L_a)}{\sin(\alpha \cdot L_a)} \quad (\text{A.24a})$$

$$B = \frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad (\text{A.24b})$$

A solução final vem dada então pela expressão:

$$s(x) = -\frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\cos(\alpha \cdot L_a)}{\sin(\alpha \cdot L_a)} \cdot \cos(\alpha \cdot x) + \frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \sin(\alpha \cdot x) + s_{ult} \quad (\text{A.25})$$

que simplificando¹⁰, é reescrita sob a forma:

$$s(x) = -\frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\cos(\alpha \cdot L_a - \alpha \cdot x)}{\sin(\alpha \cdot L_a)} + s_{ult} \quad (\text{A.26})$$

A distribuição dos deslizamentos ao longo da interface é assim uma função trigonométrica e que, comparando com a solução obtida para a lei *bond-slip* do tipo linear e ascendente (veja-se a expressão (2.49)), difere apenas nas hiperbolóides quer do cosseno quer do seno bem como na solução particular (s_{ult}).

Utilizando as relações previamente estabelecida (vejam-se (A.2) a (A.4)) para as tensões longitudinais na fibra, extensões e tensões de aderência na interface da ligação, estabelecem-se as expressões seguintes:

$$\sigma(x) = \frac{F}{b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\sin(\alpha \cdot x - \alpha \cdot L_a)}{\sin(\alpha \cdot L_a)} \quad (\text{A.27})$$

$$\varepsilon(x) = \frac{F}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \cdot \frac{\sin(\alpha \cdot x - \alpha \cdot L_a)}{\sin(\alpha \cdot L_a)} \quad (\text{A.28})$$

$$\tau(x) = \frac{F}{b_f} \cdot \alpha \cdot \frac{\cos(\alpha \cdot L_a - \alpha \cdot x)}{\sin(\alpha \cdot L_a)} \quad (\text{A.29})$$

Se se pretender determinar o comprimento de transferência da ligação basta impor no primeiro ponto da ligação ($x=0$) a tensão de aderência nula (ou deslizamento é último, s_{ult}) pelo que, ao introduzir esta condição, por exemplo, na distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem (A.29) obtém-se a condição:

$$\cos(\alpha \cdot L_a) = 0 \Leftrightarrow L_a = L_t = \frac{\pi}{2\alpha} \quad (\text{A.30})$$

Relembrando que:

¹⁰ $\cos(\alpha \cdot x \pm \alpha \cdot L_t) = \cos(\alpha \cdot x) \cdot \cos(\alpha \cdot L_t) \mp \sin(\alpha \cdot x) \cdot \sin(\alpha \cdot L_t)$

$$\alpha^2 = \frac{\tau_{\max}}{s_{ult} \cdot t_f \cdot E_f}$$

o comprimento de transferência fica definido pela expressão:

$$L_t = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{s_{ult} \cdot E_f \cdot t_f}{\tau_{\max}}} \quad (\text{A.31})$$

O declive da lei de *bond-slip* é definido pela relação τ_{\max}/s_{ult} e, conforme se constata pela expressão (A.31), quanto maior for esse declive, menor é o comprimento solicitado da ligação.

O comprimento L_a pode ser determinado admitindo que em L_a o deslizamento é nulo donde:

$$L_a = \frac{1}{\alpha} \cdot \arcsin\left(\frac{F}{\alpha \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f \cdot s_{ult}}\right) \quad (\text{A.32})$$

e que conduz de novo a (A.30) se se pretender determinar o seu valor máximo.

A força máxima transmitida ao compósito de FRP pode ser calculada com base na distribuição das tensões de aderência definidas em (A.29) tomando para isso, o ponto $x=L_t$ como o ponto onde ocorre a máxima tensão de aderência em conformidade com a condição:

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow \sin(\alpha \cdot L_t - \alpha \cdot x) = 0 \Rightarrow x = L_t \quad (\text{A.33})$$

Assim, a tensão de aderência anula-se no ponto $x=0$, e toma um valor máximo no ponto $x=L_t$. Com base na condição (A.33), a força transmitida ao FRP pode ser escrita de acordo com a expressão:

$$F = \frac{\tau_{\max} \cdot b_f}{\alpha} \cdot \sin(\alpha \cdot L_t) \quad (\text{A.34})$$

e quando a função seno toma o valor unitário, a força transmitida ao compósito de FRP é máxima;

$$F_{\max} = \frac{\tau_{\max} \cdot b_f}{\alpha} \quad (\text{A.35})$$

Como a energia de fractura (G_F) calculada a partir da lei *bond-slip* do tipo linear e descendente é dada por:

$$G_F = \frac{\tau_{\max} \cdot s_{ult}}{2} \quad (\text{A.36})$$

a expressão final para a força máxima transmitida ao FRP vem dada pela expressão:

$$F_{\max} = b_f \cdot \sqrt{2G_F \cdot E_f \cdot t_f} \quad (\text{A.37})$$

e que é, conforme se deduziu para a lei *bond-slip* do tipo linear e ascendente, igual à expressão (2.58). Deduz-se por conseguinte, que a força máxima transmitida ao FRP é igual no caso de se assumir leis *bond-slip* do tipo linear, independentemente do seu declive ser positivo ou negativo.

Apêndice B

Modelação numérica da ligação FRP/betão com recurso ao Método das Diferenças Finitas (MDF)

B.1. Introdução

Na Física, é corrente em diversos problemas serem traduzidos matematicamente através de equações diferenciais parciais. A complexidade da resolução analítica de muitos desses problemas leva a que se utilizem técnicas numéricas que visam aproximar, eficientemente, a solução analítica dessas equações diferenciais parciais.

Em domínios limitados, o chamado método das diferenças finitas constitui-se numa estratégia numérica muito eficiente para estimar a solução das equações diferenciais parciais com base na aproximação de derivadas por diferenças finitas.

Para explicar o método, considere-se a função geral $y = f(x)$, representada graficamente na Figura B.1. O eixo das abcissas pode ser dividido em intervalos regulares com os pontos extremos numerados seguidamente da esquerda para a direita. As ordenadas da curva nesses pontos são caracterizadas por índices correspondentes aos números dos pontos. Por exemplo, nos pontos $i-2, i-1, i, i+1, i+2, \dots$, as ordenadas são $y_{i-2}, y_{i-1}, y_i, y_{i+1}, y_{i+2}, \dots$, respectivamente. A distância entre dois pontos consecutivos é denominado por passo (h) e pode ser mantida constante no cálculo como também pode ser, em casos mais gerais, adoptar-se distâncias variáveis [211].

Admita-se agora a primeira derivada, dy/dx , da função y no ponto A , que corresponde ao ponto i no eixo x (veja-se a Figura B.1). Esta derivada é igual à tangente no ponto A que, por sua vez, é aproximadamente igual à inclinação da corda que une os pontos B e C . Por conseguinte, a derivada no ponto i pode ser escrita sob a forma:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_i \approx \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2h} \quad (\text{B.1})$$

A segunda derivada, d^2y/dx^2 , representa a taxa de variação da primeira derivada que, no ponto i , pode ser calculada pela diferença das inclinações à direita e à esquerda do ponto ($i+1$ e $i-1$, respectivamente) e divididos pelo comprimento do intervalo [211]. A segunda derivada pode ser assim expressa sob a forma:

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_i \approx \frac{\frac{y_{i+1} - y_i}{h} - \frac{y_i - y_{i-1}}{h}}{h} = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{h^2} \quad (\text{B.2})$$

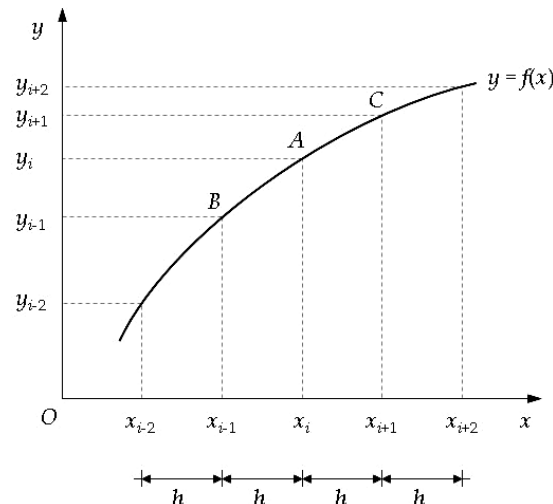


Figura B.1: Método das diferenças finitas. Baseado em [211].

As expressões (B.1) e (B.2) representam assim as diferenças finitas da primeira e da segunda derivada que, por conterem as ordenadas de ambos os lados do ponto i , são vulgarmente conhecidas por diferenças finitas centradas. É possível obter expressões que, para além da ordenada no ponto i , contenham apenas as ordenadas da esquerda ou da direita de i . Estas expressões são, por sua vez, vulgarmente conhecidas por diferenças finitas à esquerda e à direita, respectivamente. É ainda possível estabelecer derivadas de ordem superior à segunda sob a forma de diferenças finitas. Contudo, para o cálculo do deslizamento entre dois materiais colados, as diferenças finitas até à segunda ordem são suficientes.

B.2. Reforço exterior de estruturas por intermédio de compósitos de FRP

O reforço exterior de estruturas por intermédio de compósitos de FRP pode ser matematicamente expresso a partir do equilíbrio das forças na direcção horizontal para um comprimento infinitesimal da ligação entre o FRP e o betão. A equação de equilíbrio fica assim definida pela equação:

$$\frac{d\sigma_x}{dx} - \frac{\tau(s)}{t_f} = 0 \quad (\text{B.3})$$

onde σ_x é a tensão longitudinal no FRP; $\tau(s)$ é a lei local que define o desenvolvimento das tensões de aderência em função do deslizamento (s) entre as superfícies coladas; e t_f é a espessura do compósito de FRP.

A extensão no FRP, admitindo que as deformações no betão são nulas, pode ser obtida de acordo com a expressão

$$\varepsilon_f = \frac{ds}{dx} \quad (\text{B.4})$$

onde s é o deslizamento relativo entre o FRP e o betão; e ε_f é a extensão no FRP.

As expressões (B.3) e (B.4) conduzem à equação diferencial:

$$\frac{d^2s}{dx^2} - \frac{\tau(s)}{E_f \cdot t_f} = 0 \quad (\text{B.5})$$

em função da tensão de aderência ($\tau(s)$); do deslocamento relativo da interface (s); do módulo de Young do FRP (E_f); e da espessura do FRP, t_f .

A resolução da equação (B.5) fica dependente do tipo de lei que define o comportamento da ligação entre o compósito de FRP e o betão. Admitindo que localmente o comportamento da ligação é constante (rígido-plástico) ou linear, a resolução analítica da equação (B.5) não oferece grande dificuldade (Apêndice A). No entanto, para as relações τ - s apresentadas na Figura 2.21e (com $\alpha \neq 1$) e 2.21f implicam já a introdução de funções não lineares na equação (B.5) e que conduzem a resoluções analíticas difíceis de concretizar. A vantagem de aplicar este tipo de função não linear reside no facto de conseguirem aproximar-se melhor do comportamento real da ligação durante as fases de pré e pós-pico além de que, apenas é necessário conhecer dois parâmetros (τ_{\max} e s_{\max}) em vez de três (τ_{\max} , s_{\max} e s_{ult}). Uma alternativa à função exponencial representada na Figura 2.21f mantendo precisamente os mesmos parâmetros a definir, está na aproximação adoptada por Popovics para a definição da relação entre a tensão e a extensão no betão [106] e que tem sido adoptada em alguns trabalhos [63, 66] para aproximar o comportamento não linear da ligação FRP-betão. Esta relação é expressa de acordo com a expressão (2.30) [102].

B.3. Resolução do problema não linear por diferenças finitas

B.3.1. Problema tipo

A base do método seguido aqui reside na substituição da tensão de aderência da equação (B.5) pela aproximação proposta por Popovics [106] dada pela expressão (2.30). A

solução obtida cujo erro diminui à medida que o número de pontos ou diferenças finitas aumenta a solução final resulta cada vez mais próxima da solução real.

Introduzindo a expressão de Popovics na equação (B.5) resulta a equação:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \frac{\tau_{\max}}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{s}{s_{\max}} \cdot \frac{n_p}{(n_p - 1) + \left(\frac{s}{s_{\max}}\right)^{n_p}} \quad (\text{B.6})$$

que pode ser reescrita sob a forma:

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = F(s) + F^*[s(x)], \quad x \in]a; b[\quad (\text{B.7})$$

onde a e b são os limites extremos do comprimento de colagem, $F(s) = \gamma \cdot s$ é uma função linear com

$$\gamma = \frac{w}{v} \quad (\text{B.8})$$

onde

$$w = \frac{\tau_{\max} \cdot n_p \cdot s_{\max}^{(n_p-1)}}{E_f \cdot t_f} \quad \text{e} \quad v = (n_p - 1) \cdot (s_{\max})^{n_p} \quad (\text{B.9})$$

$$F^*[s(x)] = F[s(x)] - F(s) \quad (\text{B.10})$$

e

$$F[s(x)] = \frac{w \cdot s}{v + s^{n_p}} \quad (\text{B.11})$$

A inclusão na equação (B.7) da função linear $F(s)$ tem como finalidade realçar as não linearidades do método.

Para aproximar a solução $s(x)$ da solução da equação (B.7), considera-se a discretização do intervalo $]a; b[$ em n sub-intervalos $]x_i; x_{i+1}[$ e constrói-se uma aproximação y_i de $y(x_i)$ pelo método das diferenças finitas.

O intervalo entre dois pontos consecutivos da expressão do deslizamento, ou simplesmente passo, é

$$h = \frac{b - a}{n} \quad (\text{B.12})$$

onde $n \in \mathbb{N}$, e para $i = 0, 1, 2, \dots, n$, seja $x_i = a + i \cdot h$.

Ao problema são ainda acrescentadas as condições de fronteira que podem ser do tipo de Dirichlet – $s(a) = \alpha$ e $s(b) = \beta$, de Neumann – $ds/dx(a) = \alpha$ e $ds/dx(b) = \beta$, ou de Dirichlet-Neumann (condições mistas) – por exemplo, $ds/dx(a) = \alpha$ e $y(b) = \beta$. No caso em particular em análise, e conforme se referiu anteriormente (expressões (2.37)), as condições de fronteira são do tipo Neumann.

O problema discretizado associado é então dado por:

$$F(s_i) + F^*[s_i(x)] = \frac{s_{i+1} - 2s_i + s_{i-1}}{h^2} \quad e \quad i = 0, 1, \dots, n \quad (B.13)$$

e condições de Neumann são:

$$\frac{ds(a)}{dx} = \alpha = \frac{s_{i+1} - s_{i-1}}{2h} \quad \text{para } i = 0 \quad \alpha = \frac{s_1 - s_{-1}}{2h} \Leftrightarrow s_{-1} = s_1 - 2\alpha \cdot h \quad (B.14.a)$$

$$\frac{ds(b)}{dx} = \beta = \frac{s_{i+1} - s_{i-1}}{2h} \quad \text{para } i = n \quad \beta = \frac{s_{n+1} - s_{n-1}}{2h} \Leftrightarrow s_{n+1} = s_{n-1} + 2\beta \cdot h. \quad (B.14.b)$$

O sistema associado às expressões (B.13) e (B.14), pode ser escrito sob a forma:

$$\frac{1}{h^2} \cdot \begin{bmatrix} -\frac{\lambda}{2} & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -\lambda & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & -\lambda & 1 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & -\frac{\lambda}{2} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} s_0 \\ s_1 \\ \vdots \\ s_{n-1} \\ s_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{F^*[s_0(x)] + \alpha}{2} + \frac{\alpha}{h} \\ F^*[s_1(x)] \\ \vdots \\ F^*[s_{n-1}(x)] \\ \frac{F^*[s_n(x)] - \beta}{2} - \frac{\beta}{h} \end{Bmatrix} \quad (B.15)$$

onde $\lambda = 2 + \gamma \cdot h^2$. Este sistema de equações não lineares pode ainda ser reescrito sob a forma mais simplificada:

$$[A_{Neumann}] \cdot \{S_{Neumann}\} = \{F(S)_{Neumann}\} \quad (B.16)$$

Aplicando ao sistema de equações (B.7), um método de linearização. No caso mais simples, pode considerar-se um processo iterativo do tipo fixo em que dado

$$S^0 = (s_0^0, s_1^0, \dots, s_n^0)^T \quad (B.17)$$

se pretende encontrar

$$S^{k+1} = (s_0^k, s_1^k, \dots, s_n^k) \quad (B.18)$$

até convergir para a solução do problema, ou seja, até

$$A \cdot S^{k+1} = F(S^k) \quad (\text{B.19})$$

O critério adoptado para se assumir a convergência do método é estabelecido de acordo com a condição

$$\left(1 - \frac{\|S^k\|}{\|S^{k+1}\|} \right) \times 100 < 0.1\% \quad (\text{B.20})$$

B.3.2. Função de aproximação de Popovics

Alguns autores [63, 66] referem que o parâmetro n_p na função de aproximação de Popovics (veja-se a expressão (B.6)) não é superior a 4,5. Por exemplo, Ferracuti [63], demonstrou que n_p deve ser sempre superior a 2 e Nakaba [66] recomenda que n_p seja igual a 3. O valor de n_p é ajustável aos resultados obtidos por via experimental sendo que na literatura [63, 66] se tenha verificado que a $2,39 \leq n_p \leq 4,44$. Como se verá no exemplo a seguir, com recurso às Diferenças Finitas, o termo n_p da expressão de Popovics pode ser ajustado de forma a obter-se uma melhor aproximação aos resultados experimentais e que comparando com o trabalho de desenvolvido anteriormente com compósitos de GFRP [18], n_p é igual a 3,01. Este termo é também o responsável pelo comportamento pós-pico da lei de *bond-slip* sendo que com o seu crescimento a derivada da função na fase de pós-pico é maior (veja-se a Figura B.2).

$$\frac{d^2s}{dx^2} = A \cdot \frac{s}{B + s^{n_p}} \quad \text{com} \quad A = \frac{\tau_m \cdot n_p \cdot s_m^{n_p-1}}{E_f \cdot t_f} \quad \text{e} \quad B = (n_p - 1) \cdot s_m^{n_p} \quad (\text{B.21})$$

O problema tem um domínio bem definido e que é traduzido pelo comprimento de colagem do compósito de FRP. Concretamente no trabalho de [18] em estruturas exteriormente reforçadas com GFRP, esse comprimento é de 240mm, ou seja, $a=0\text{mm}$ e $b=240\text{mm}$ e cujas condições de fronteira de Neumann são:

$$\frac{ds(0)}{dx} = \varepsilon_f = -6,368 \times 10^{-3} \quad \text{e} \quad \frac{ds(240)}{dx} = 0 \quad (\text{B.22})$$

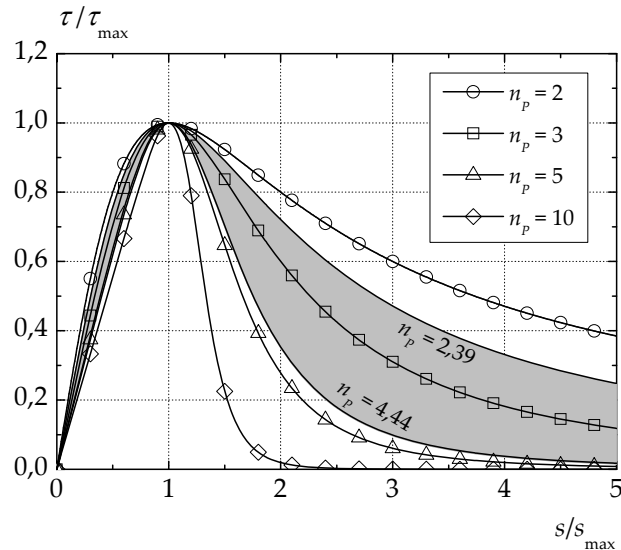


Figura B.2: Variação da lei *bond-slip* de acordo com o parâmetro n_p da função de Popovic.

Os parâmetros A e B definidos pelas equações (B.21) valem, respectivamente, $2,533 \times 10^{-3} \mu\text{m}$ e $2,093 \times 10^6 \mu\text{m}^2$. Na Tabela B.1 faz-se o resumo dos parâmetros necessários à definição, por diferenças finitas, do comportamento da ligação entre o GFRP e o betão. Note-se ainda que, para se conseguir obter o efeito da não linearidade do problema optou-se, na resolução do problema, em colocar as dimensões em microm, μm .

Tabela B.1 – Resumo dos resultados experimentais de [18].

A (μm)	B (μm^2)	E_f (MPa)	t_f (μm)	τ_{max} (MPa)	s_{max} (μm)	b_f (μm)	F (N)	S_{ult} (μm)
$2,533 \times 10^{-3}$	$2,093 \times 10^6$	20390	2540	4,24	101,52	80000	26382,76	720,39

Apresenta-se, a tracejado, o resultado final na Figura B.3 utilizando apenas 10 intervalos iguais. Os resultados obtidos pelas diferenças finitas revelam boa aproximação com os resultados experimentais de [18] (Bloco Esquerdo e Bloco Direito) mesmo recorrendo a um número de intervalos reduzido, $n=10$, com um passo muito grande, $h=24\text{mm}$. Na Figura B.3 fez-se variar também o parâmetro n_p da expressão de Popovics tendo-se verificado que o aumento de n_p faz aumentar os deslizamentos entre as superfícies de GFRP e de betão conforme seria de esperar já que, como se referiu anteriormente, o aumento de n_p leva a uma queda fortemente acentuada do patamar de pós-pico da lei de *bond-slip* (veja-se a Figura B.2) proporcionando à ligação uma energia de fractura (G_F) muito menor. Tal situação leva, por arrasto, a uma ligação cada vez mais susceptível a deslizamentos relativos entre os materiais colados (Figura B.3).

O aumento do número de intervalos tem como consequência imediata a aproximação dos resultados finais com os resultados esperados. Com o objectivo de avaliar a influência do incremento do número de intervalos (passo) nos resultados finais procedeu-se à discretização do comprimento de colagem através de 50 intervalos com um passo de $4,8\text{mm}$. Os resultados mostram que o aumento significativo do número de intervalos (diminuição do valor do passo) não introduz diferenças significativas relativamente à primeira análise onde se recorreu a apenas 10 intervalos ($h=24\text{mm}$).

Assim, para a estimativa da distribuição dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem, o número de intervalos escolhidos não influencia fortemente os resultados finais. O gráfico da Figura B.4 mostra a pouca influência do passo na distribuição dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem.

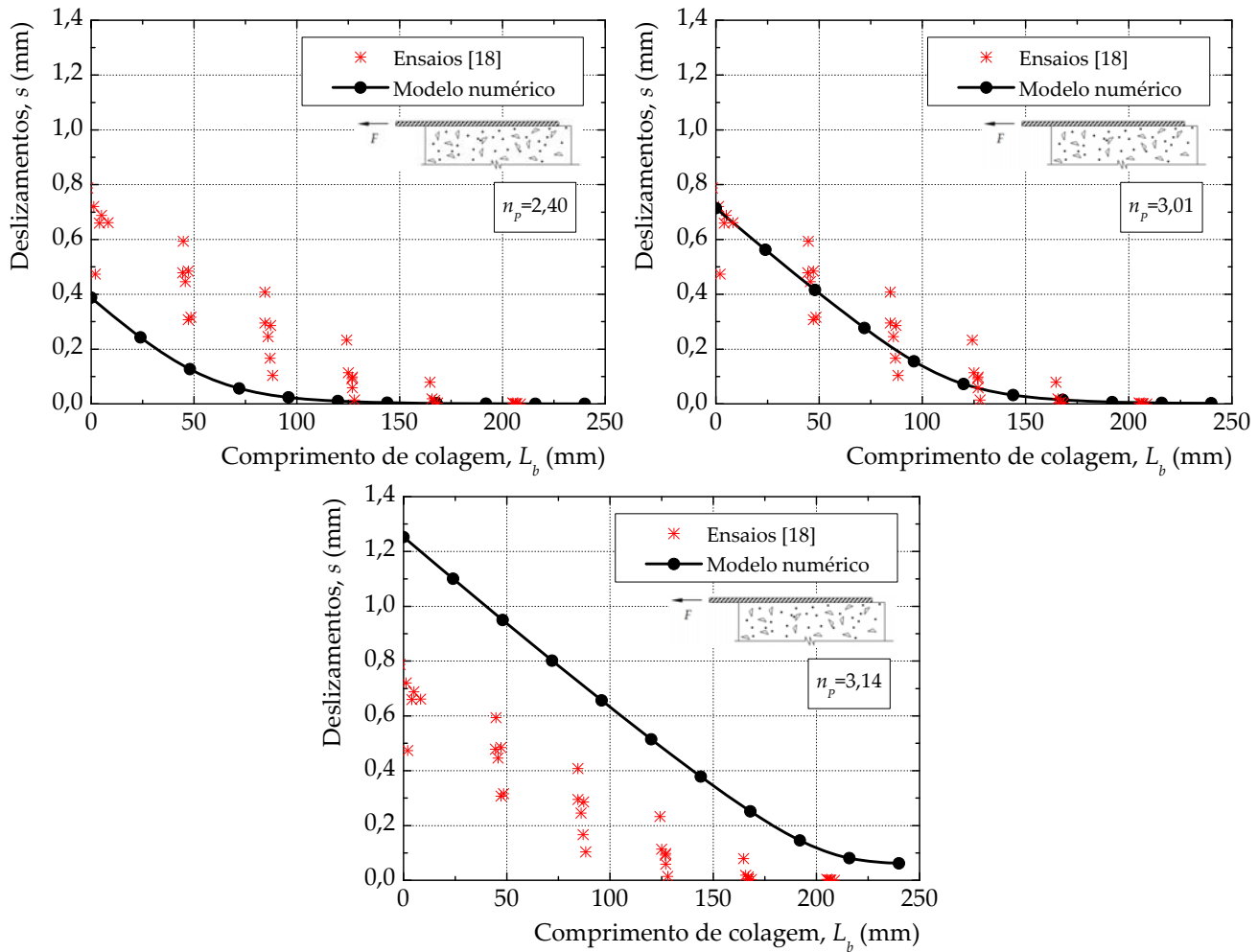


Figura B.3: Distribuição dos deslizamentos (*slip*) ao longo do comprimento de colagem para $n_p=2,40$, 3,01 e 3,14.

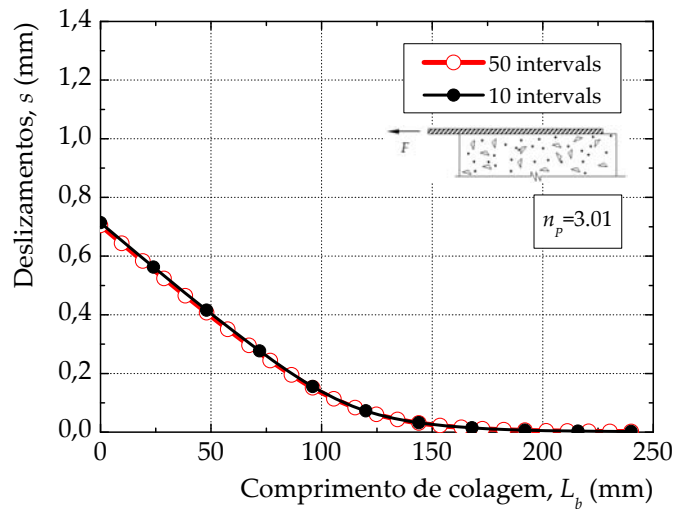


Figura B.4: Influência do número de intervalos na distribuição dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem.

B.3.3. Influência do parâmetro n_P na modelação da ligação FRP/betão

Conforme se mostrou anteriormente, o aumento do parâmetro n_P faz aumentar consideravelmente a derivada da função de Popovics na fase de pós-pico pelo que, nesta fase, a tensão de aderência na ligação baixa mais rapidamente quanto maior for o valor de n_P . Como consequência imediata, a energia de fractura envolvida no processo de descolamento do compósito de FRP da superfície de betão diminui abruptamente. Assim, as forças máximas transmitidas ao FRP terão que baixar (veja-se a expressão (A.37)). O gráfico da Figura B.5 mostra a evolução das forças máximas com o parâmetro n_P da expressão de Popovics com base nas características dos provetes de [18]. Neste caso, a força máxima transmitida ao FRP foi reduzida para cerca de metade quando se fez aumentar o parâmetro n_P de 2,40 para 10,00.

As forças máximas transmitidas ao GFRP, e uma vez conhecida a distribuição dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem, podem ser calculadas a partir do diagrama das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem de acordo com (A.14). Se se comparar estes resultados com os obtidos a partir da expressão (A.37), o recurso a 50 intervalos (com passo $h=4,8\text{mm}$) no MDF consegue reproduzir com muito boa aproximação o valor das forças máximas transmitidas ao GFRP. Os erros cometidos não excedem os 5,1% quando o parâmetro n_P da expressão de Popovics toma o valor de 2,40. Estes erros tendem a diminuir com o aumento de n_P obtendo-se um erro inferior a 1% quando n_P é igual a 10,00. A Tabela B.2 compara os resultados obtidos para diferentes valores de n_P .

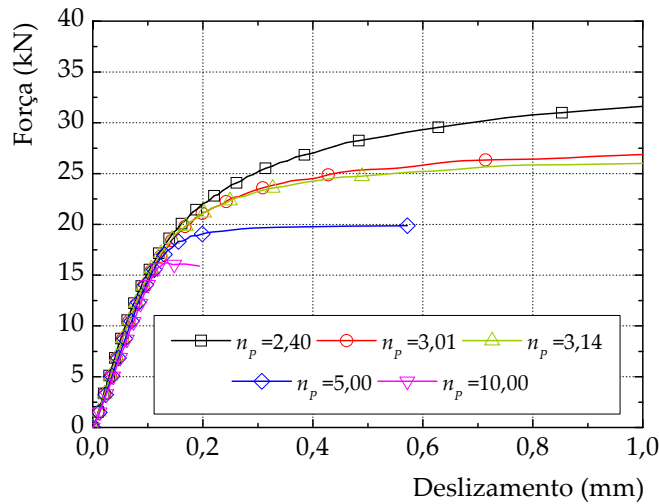


Figura B.5: Comportamento força máxima vs. deslizamento em função do parâmetro n_p .

A metodologia desenvolvida com recurso ao MDF permite determinar o comprimento de transferência da ligação. Para esse efeito, fez-se variar o comprimento da ligação no MDF mantendo-se sempre o mesmo número de intervalos (50 intervalos). Ao mesmo tempo, o parâmetro n_p foi também alterado de modo a evidenciar a sua influência na obtenção do comprimento de transferência (L_t). Os resultados obtidos estão representados na Figura B.6. O aumento de n_p , para além de proporcionar uma diminuição da força máxima transmitida ao GFRP, evidencia ainda uma definição mais precisa do comprimento de transferência.

A definição do comprimento de transferência da ligação fez-se pela satisfação de

$$\mu = \left(1 - \frac{F_{\max}|_{L_{b(i)}}}{F_{\max}|_{L_{b(i+1)}}} \right) \times 100 < 0.1\% \quad (\text{B.23})$$

onde μ representa o incremento de força entre as máximas forças transmitidas ao FRP para o comprimento de colagem $L_{b(i)}$ relativamente ao comprimento de colagem $L_{b(i+1)}$. Saliente-se que tem-se sempre $L_{b(i)} < L_{b(i+1)}$.

[18

Tabela B.2 – Comparação das forças máximas transmitidas ao GFRP recorrendo ao MDF e através da expressão (A.37).

n_p	G_F (N/mm)	F_{\max} (kN)		Erro (%)
		Diferenças Finitas(*)	Expressão (A.37)	
2,40	2,015	34,7	36,6	5,1
3,01	1,206	27,7	28,3	2,2
3,14	1,116	26,7	27,2	2,0
5,00	0,619	20,1	20,3	0,9
10,00	0,397	16,2	16,2	0,1

(*) Com recurso a 50 intervalos (passo $h=4,8\text{mm}$).

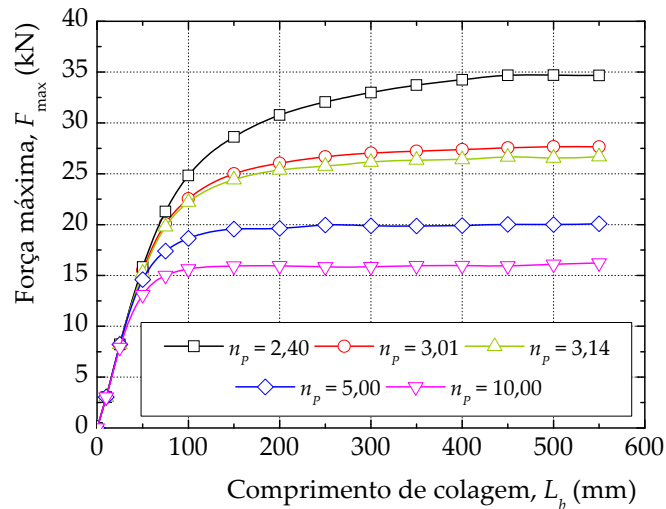


Figura B.6: Comportamento força máxima vs. comprimento de colagem em função do parâmetro n_p .

Na Sub-Secção 2.9.2 foram identificadas algumas propostas para a determinação do comprimento de transferência. Todas elas têm um factor comum que é a rigidez do FRP definida pelo produto entre o módulo de Young e a espessura. Outros factores como a resistência média à tracção do betão são também considerados. Assumindo-se que esses factores influenciam a definição da lei *bond-slip* e não, directamente, o comprimento de transferência, fez-se variar os valores de n_p e da rigidez do FRP. Os resultados obtidos estão representados na Figura B.7. A análise numérica pelo MDF permitiu obter a expressão:

$$L_t = C_{n_p} \times (E_f \cdot t_f)^{0.3} \quad (\text{B.24})$$

onde as unidades estão em Newton e milímetro e C_{n_p} é um factor que depende de n_p de acordo com a linha de tendência a preto representada na Figura B.7 e onde se assumiu que $n_p > 2$ e definido pela expressão:

$$C_{n_p} = 10 \times (n_p - 2)^{-0.2} \text{ com } n_p > 2 \quad (\text{B.25})$$

A Tabela B.3 mostra a comparação entre os comprimentos de transferência determinados para os diferentes valores de n_p e os obtidos de acordo com diferentes autores [30, 152, 158, 212]. Os resultados apresentam alguma dispersão sendo que, para o caso particular de $n_p=3,01$, o resultado numérico é superior ao determinado experimentalmente em [18] e que pode ser explicado pelo facto de não se ter imposto uma limitação para o deslizamento da interface durante a análise numérica pelo MDF. Este facto seria suficiente para definir um intervalo finito para a distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem e que permitiria uma identificação clara do comprimento de transferência da ligação (L_t). Em alternativa à definição do deslizamento último da ligação (s_{ult}), a adopção de um critério poderia ajudar na definição do comprimento de transferência (L_t) a partir da distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem (L_b). Por exemplo, Nakaba [66] propôs

que o comprimento de transferência (L_t) pode ser definido a partir do comprimento delimitado pelas tensões de aderência cujo valor é 10% da tensão de aderência máxima. Em termos da curva força máxima *vs.* comprimento de colagem (Figura B.6) o ponto de transição da curva para o comportamento constante em tais circunstâncias fica também melhor definido.

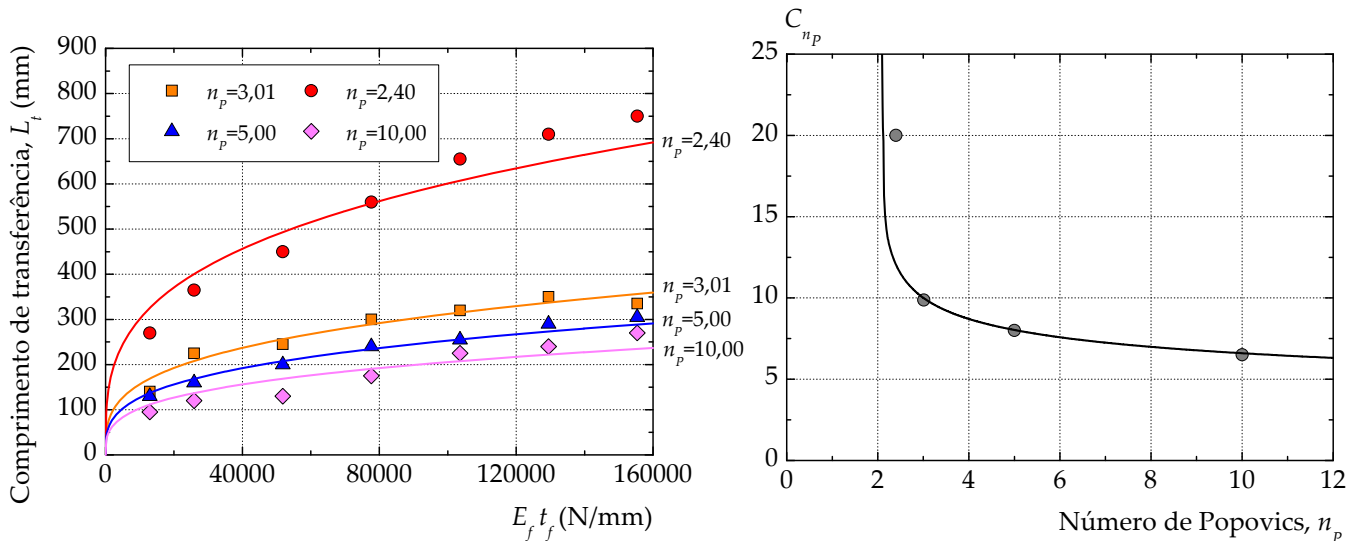


Figura B.7: Influência da rigidez do FRP na definição do comprimento de transferência.

Tabela B.3 – Comparação entre o comprimento de transferência usando o modelo numérico e o obtido através de diferentes expressões encontradas na literatura.

n_p	Modelo numérico ^(*) (mm)	Ueda e Dai [30]	JCI [152]	Maeda <i>et al.</i> [158]	Miller e Nanni [212]
2,40	450				
3,01	225				
3,14	235	162	61	47	151
5,00	200				
10,00	120				

^(*) Com recurso a 50 intervalos (passo $h=4,8$ mm).

A análise numérica pelo MDF permite analisar a distribuição das tensões de aderência e das extensões no GFRP ao longo do comprimento de colagem. A Figura B.8 mostra para diferentes pontos da curva *bond-slip*, as respectivas distribuições das tensões de aderência e das extensões no GFRP. Os diferentes pontos (*A*, *B*, *C* e *D*) identificados na curva *bond-slip* da Figura B.8 são descritos da forma que se segue. Quando se inicia o carregamento (ponto *A*) as distribuições das tensões de aderência e das extensões no GFRP apresentam um valor máximo na extremidade solicitada tomando um valor nulo na extremidade oposta. Este comportamento é característico da fase de pré-pico da lei *bond-slip* pelo que, atingindo-se a tensão de aderência máxima (ponto *B*) o comportamento da ligação altera-se. Assim, durante a fase descendente da lei *bond-slip* as tensões de aderência máxima vão-se transferindo para a extremidade oposta (ponto *C*). Nesta fase do processo, as extensões no GFRP aumentam junto à extremidade

solicitada. Na ruptura ou muito próximo da ruptura (ponto *D*), e assumindo que o comprimento de colagem é suficientemente grande, isto é, que $L_b > L_t$, o comprimento da distribuição das tensões de aderência permanece constante. Neste diagrama, as tensões de aderência vão-se movendo para a extremidade não solicitada à medida que se tenta incrementar a força transmitida ao FRP. Ao mesmo tempo, o diagrama das extensões no GFRP apresenta um acréscimo significativo até sensivelmente ao ponto de tensão de aderência máxima.

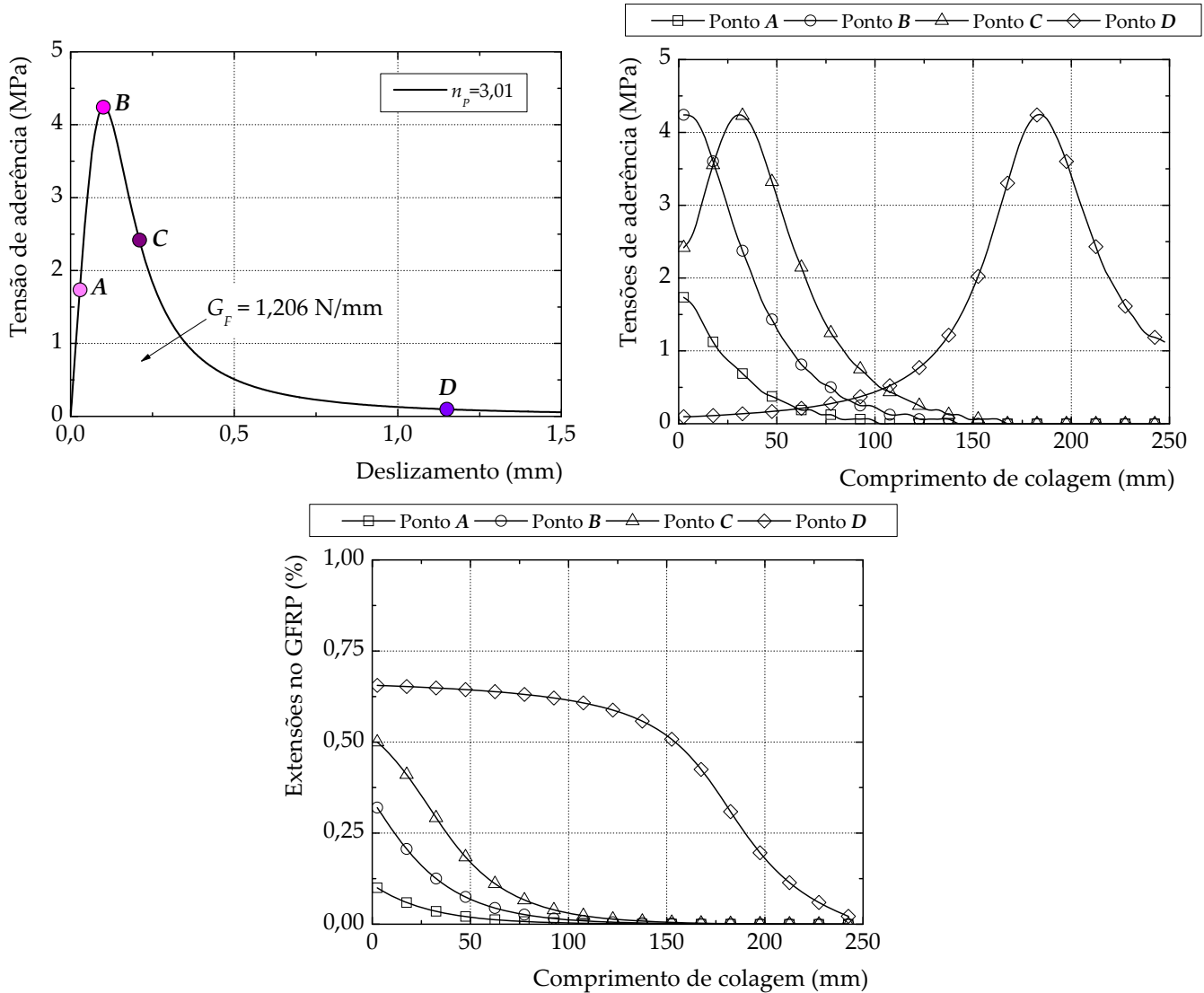


Figura B.8: Distribuição das tensões de aderência e das extensões no GFRP ao longo do comprimento de colagem.

A resistência da ligação é também definida em função da relação entre os comprimentos de colagem e o de transferência. A expressão que permite definir a máxima força transmitida ao FRP fica definida de acordo com

$$F_{\max} = \begin{cases} b_f \cdot \sqrt{2G_F \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa \geq 1 \\ \beta_L \cdot b_f \cdot \sqrt{2G_F \cdot E_f \cdot t_f} & \text{se } \kappa < 1 \end{cases} \quad (\text{B.26})$$

onde

$$\kappa = \frac{L_b}{L_t} \quad (\text{B.27})$$

e

$$\beta_L = \frac{\arctan(2\pi \cdot \kappa)}{\arctan(2\pi)} \quad (\text{B.28})$$

A expressão (B.28) está representada pela linha a cheio no gráfico da Figura B.9 e que pretende ser uma aproximação aos resultados obtidos da análise numérica pelo MDF. A Figura B.9 compara ainda a expressão (B.28) com as propostas de Teng *et al.* [105] e Neubauer e Rostásy [115]. Comparando com estas duas propostas, a expressão (B.28) sobreestima os valores de β_L o que pode ser explicado pela não limitação dos deslizamentos últimos da interface (*Sull*).

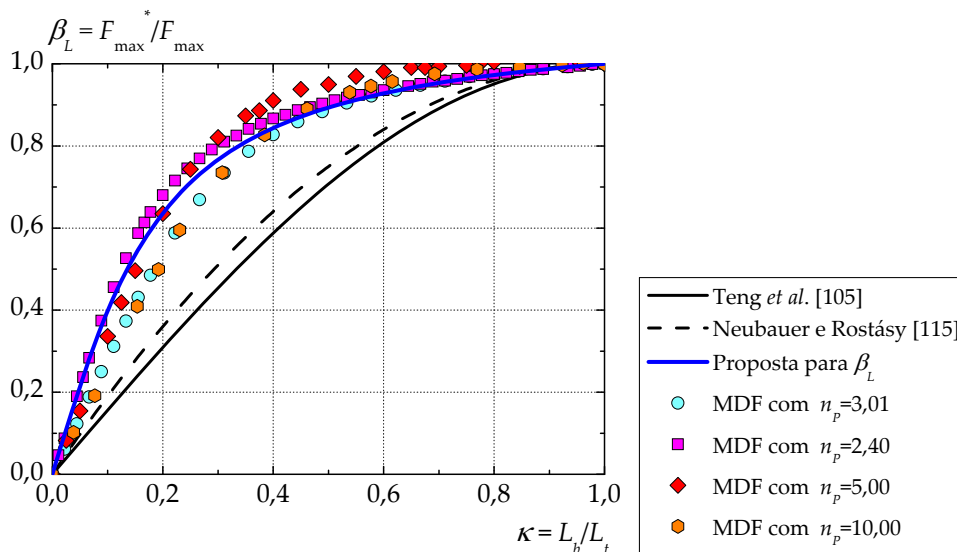


Figura B.9: Influência de n_p no parâmetro β_L .

B.4. Notas finais

A análise da ligação FRP/betão por intermédio do MDF pode ser uma solução útil na medida em que, a partir de uma dada lei *bond-slip*, permite estimar com muito boa aproximação alguns parâmetros intrínsecos da ligação. Em particular, a determinação da força máxima transmitida ao FRP ou o comprimento de transferência são grandezas estimadas com muito boa precisão.

A distribuição dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem é também reproduzido com boa precisão mesmo recorrendo a poucos intervalos (passo $h=24\text{mm}$). No entanto, o passo adoptado na modelação numérica deverá ser encurtado se se pretender obter uma distribuição das tensões de aderência ou/e das extensões no GFRP mais rigorosa. Saliente-se que a diminuição do passo (h) permitirá obter uma melhor precisão da força máxima transmitida ao FRP uma vez que esta é calculada de acordo com a expressão (A.37), ou seja, com base na área das distribuições das tensões de aderência.

O valor da força máxima transmitida ao GFRP foi, no caso particular dos provetes ensaiados durante o trabalho de [18], estimados com muito boa precisão. Experimentalmente, a força máxima transmitida ao GFRP foi de 26,4kN, tendo-se estimado com base no MDF e recorrendo a 50 intervalos uma força de 27,7kN. O erro por excesso foi assim de apenas 4,8%.

O recurso a uma lei *bond-slip* baseada numa expressão de aproximação de Popovics evidenciou ainda que o valor adoptado para o parâmetro n_p influencia o desempenho da ligação uma vez que altera a forma da lei de *bond-slip* da ligação. De acordo com Nakaba *et al.* [66], os autores referem que este parâmetro deve ser considerado igual a 3 e que foi confirmado nos ensaios de aderência realizados em [18]. Para valores menores de n_p , os resultados tendem a mostrar uma maior incerteza na definição do comprimento de transferência (L_t).

Ficou também evidenciado que o tipo ou/e a forma da lei de *bond-slip* influencia o comprimento de transferência da ligação (L_t). Muitas expressões para calcular o comprimento de transferência para além de considerarem a rigidez do compósito de FRP também incluem outros parâmetros sendo a tensão média à tracção do betão muito popular (veja-se a Sub-secção 2.5.4). Se se assumir que a rigidez do compósito de FRP é o único factor que influencia o comprimento de transferência (L_t) e que outros factores (tipo de betão, tratamento de superfície, envelhecimentos, etc.) possam vir incluídos no tipo ou/e forma da lei de *bond-slip*, constata-se que na definição do comprimento de transferência (L_t) se deva incluir coeficientes que tenham em consideração a forma da lei de *bond-slip*.

Apêndice C

Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de envelhecimento

C.1. Introdução

Este apêndice pretende dar uma visão global dos modos de ruptura dos ensaios de corte e de flexão realizados neste trabalho. As figuras estão ordenadas neste apêndice primeiro, por tipo e, depois, por estágio de envelhecimento (3000, 5000 e 10000 horas). As figuras de cada ensaio estão identificadas pela designação dada ao provete e mostram o modo de ruptura pelo lado do betão e pela superfície de GFRP descolada. Em primeiro lugar mostram-se os modos de ruptura dos provetes de corte deixando-se para último os modos de ruptura das vigas de secção rectangular reforçadas exteriormente com GFRP com 80mm e 20mm de largura.

C.2. Ensaio de corte

C.2.1. Ciclos de nevoeiro salino

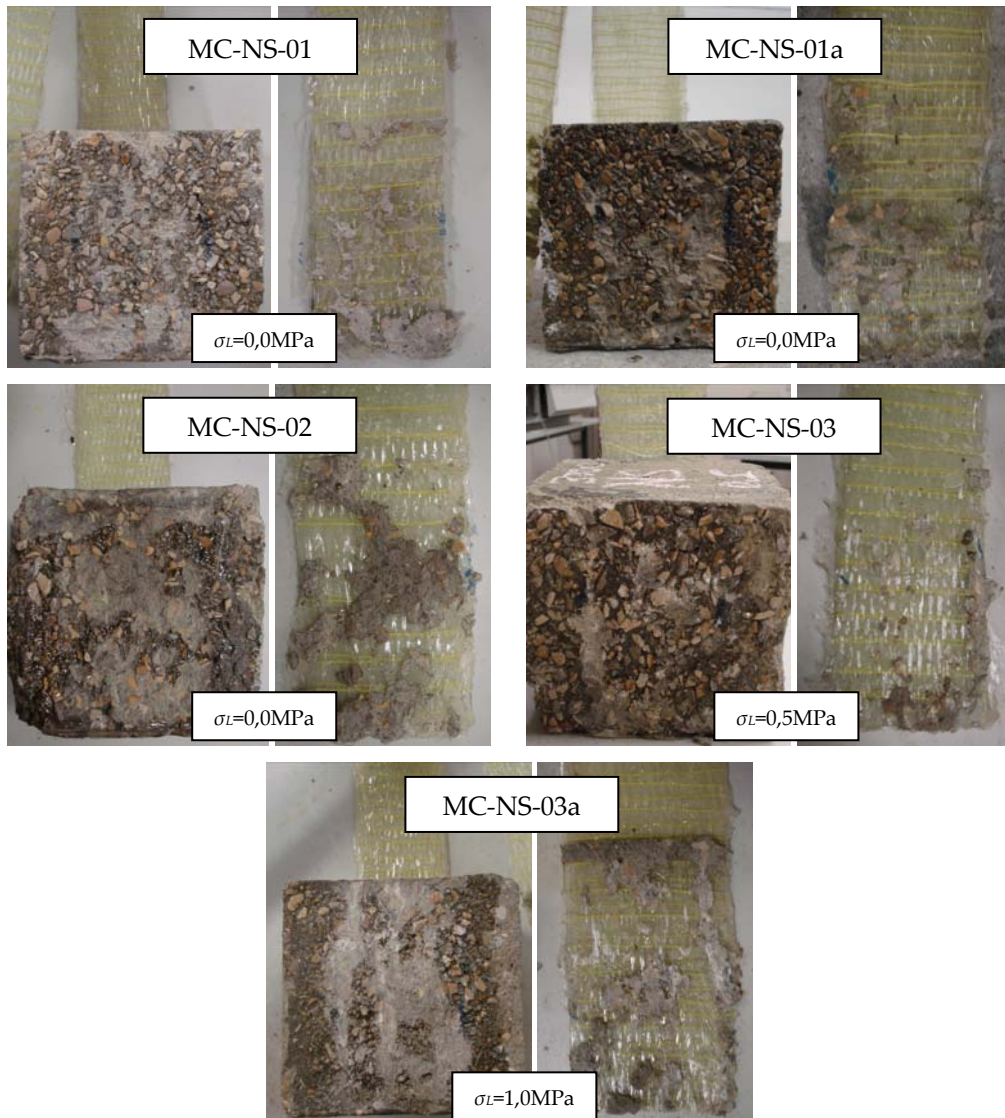


Figura C.1: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino - 3000 horas.

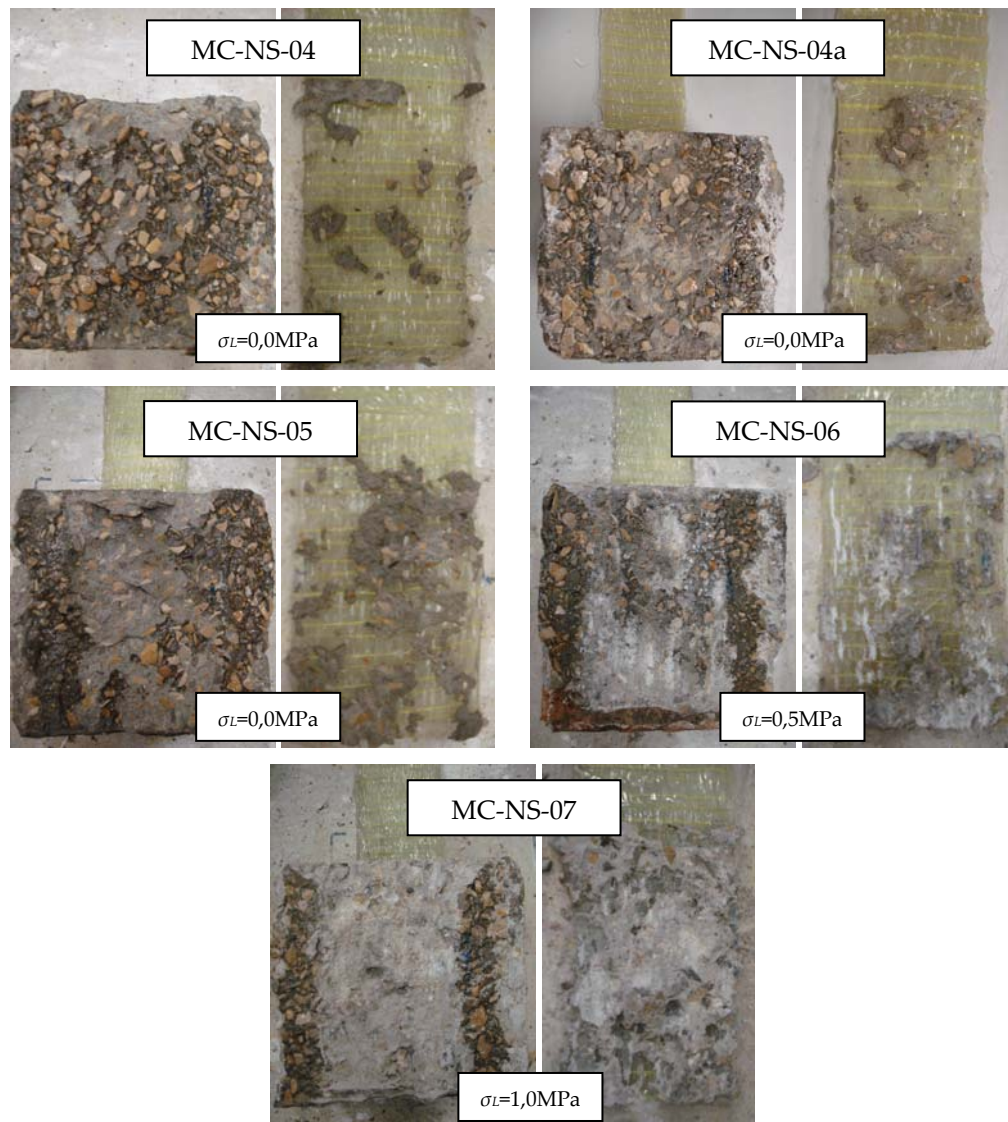


Figura C.2: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino - 5000 horas.

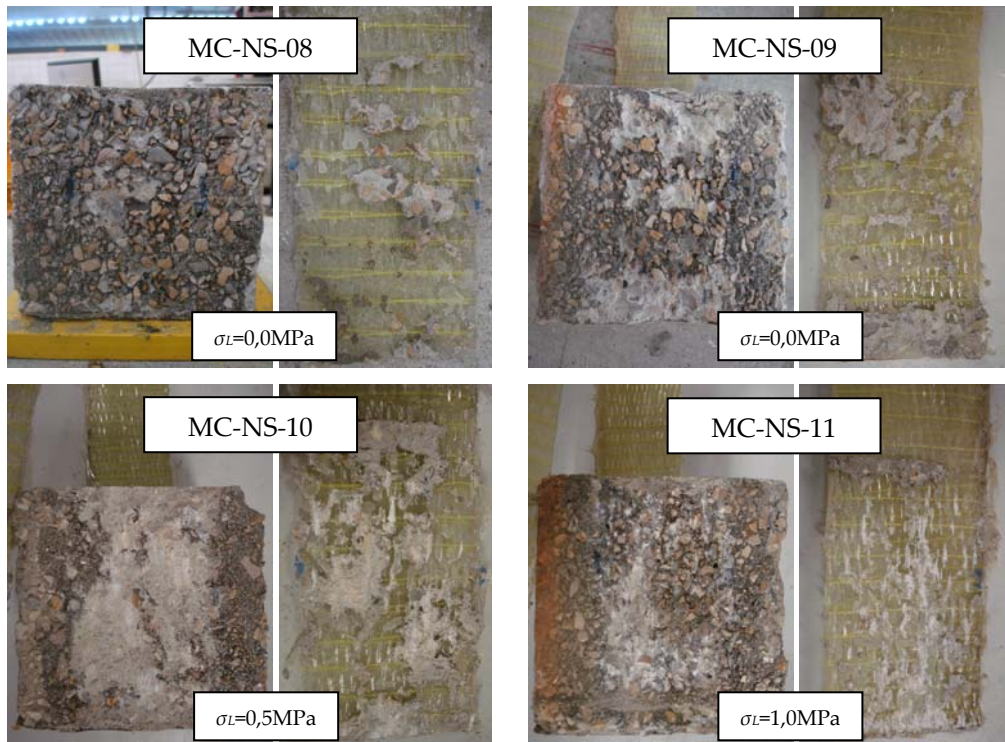


Figura C.3: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de nevoeiro salino - 10000 horas.

C.2.2. Ciclos de marés

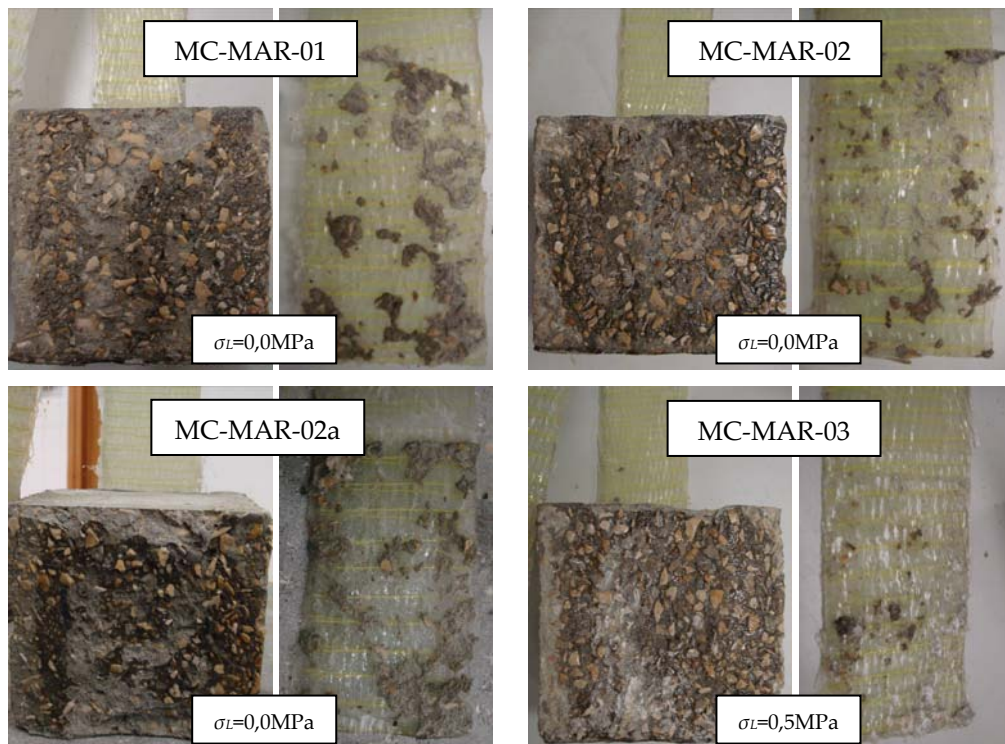


Figura C.4: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de marés - 3000 horas.

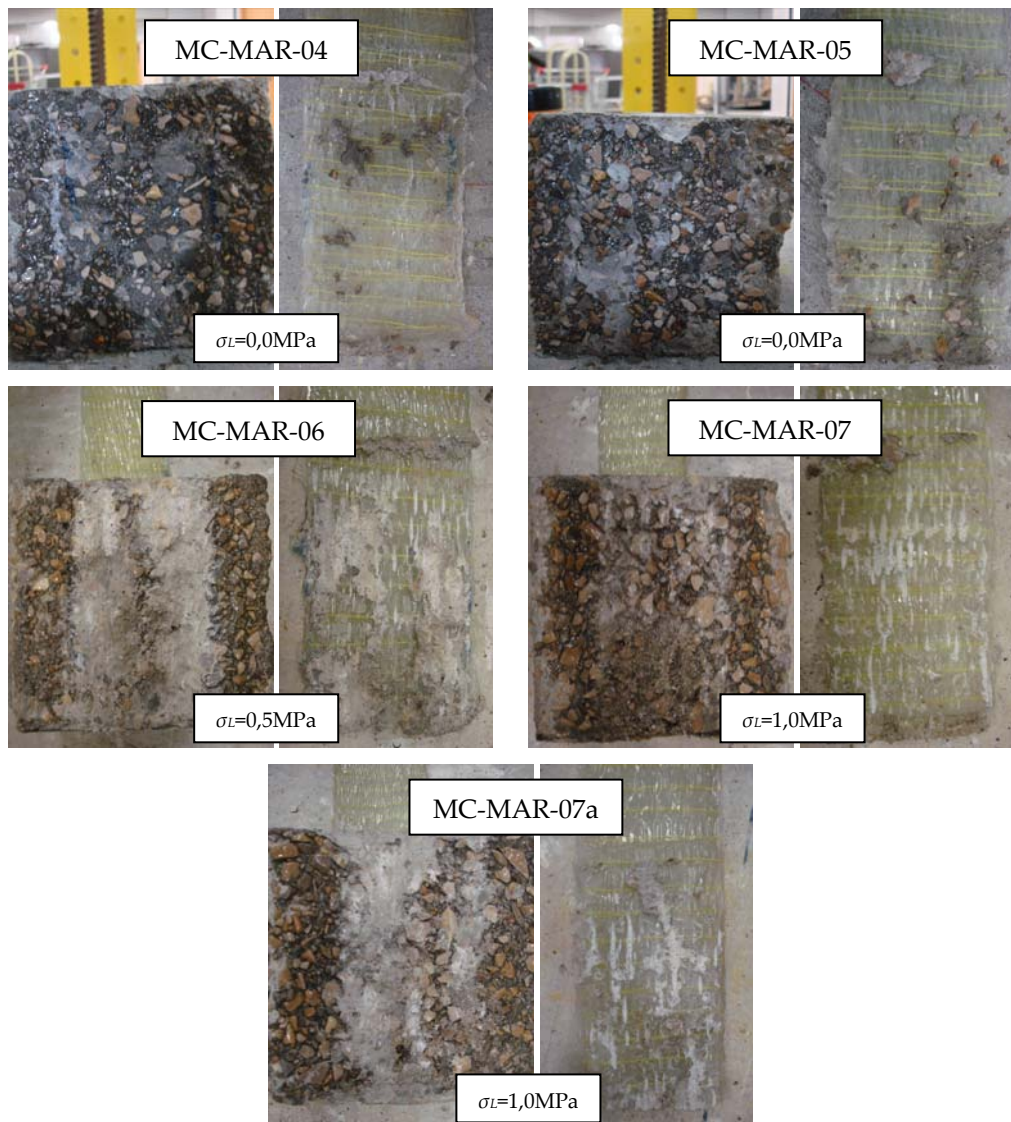


Figura C.5: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de marés - 5000 horas.



Figura C.6: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de marés - 10000 horas.

C.2.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C

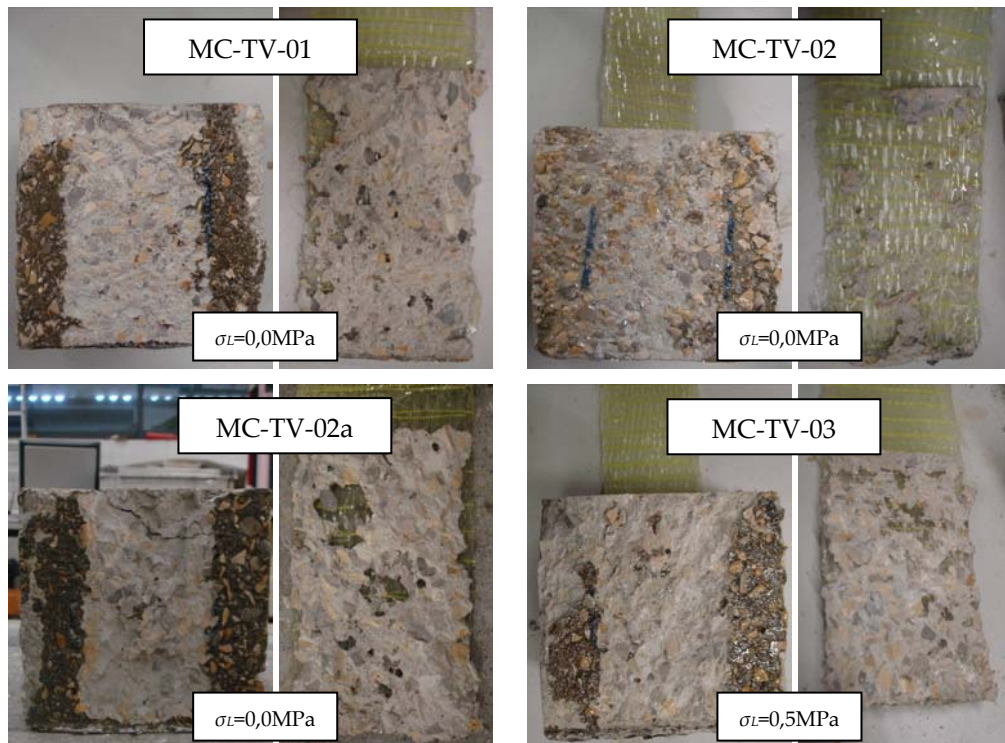


Figura C.7: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 3000 horas.

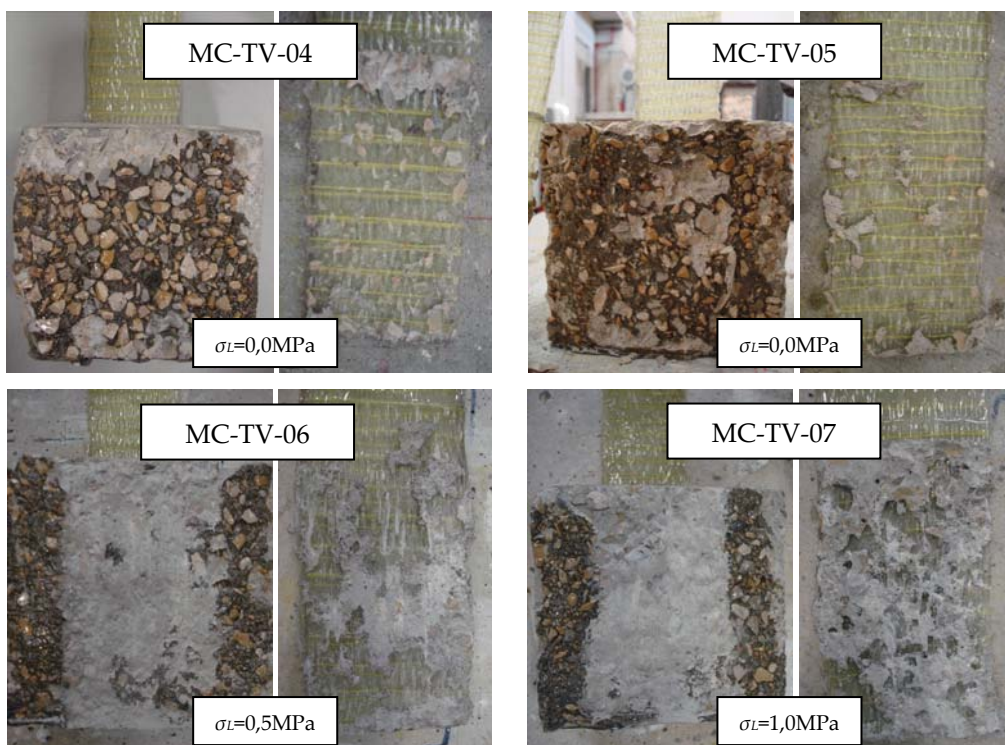


Figura C.8: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 5000 horas.

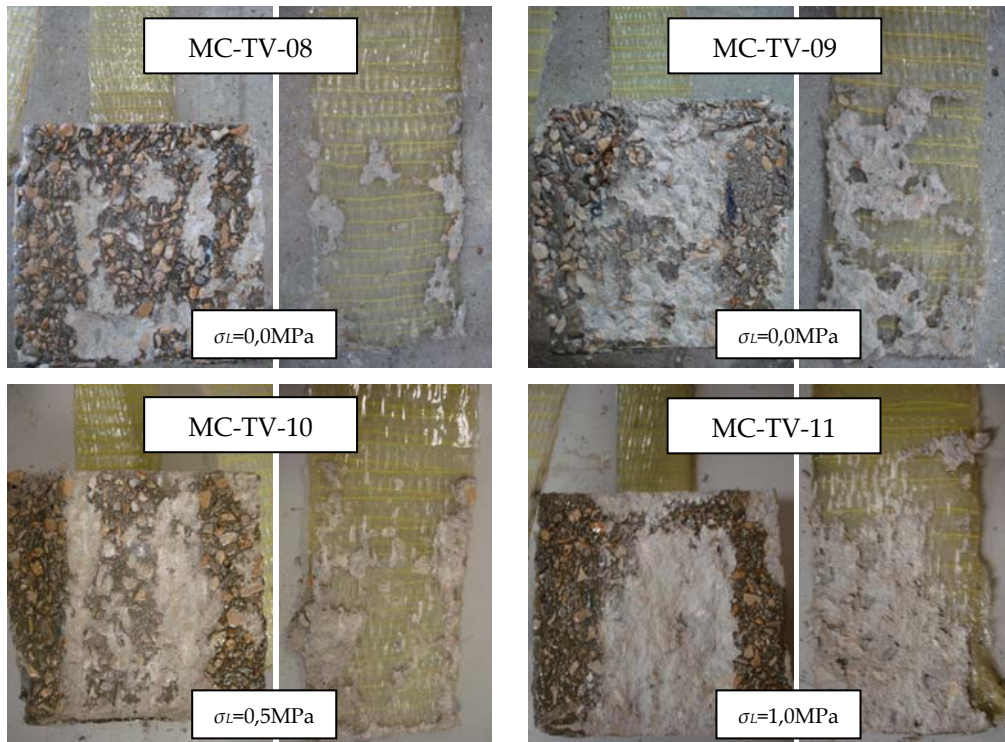


Figura C.9: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre $+7,5^\circ\text{C}$ e $+47,5^\circ\text{C}$ - 10000 horas.

C.2.4. Ciclos de temperatura -10°C e $+30^\circ\text{C}$

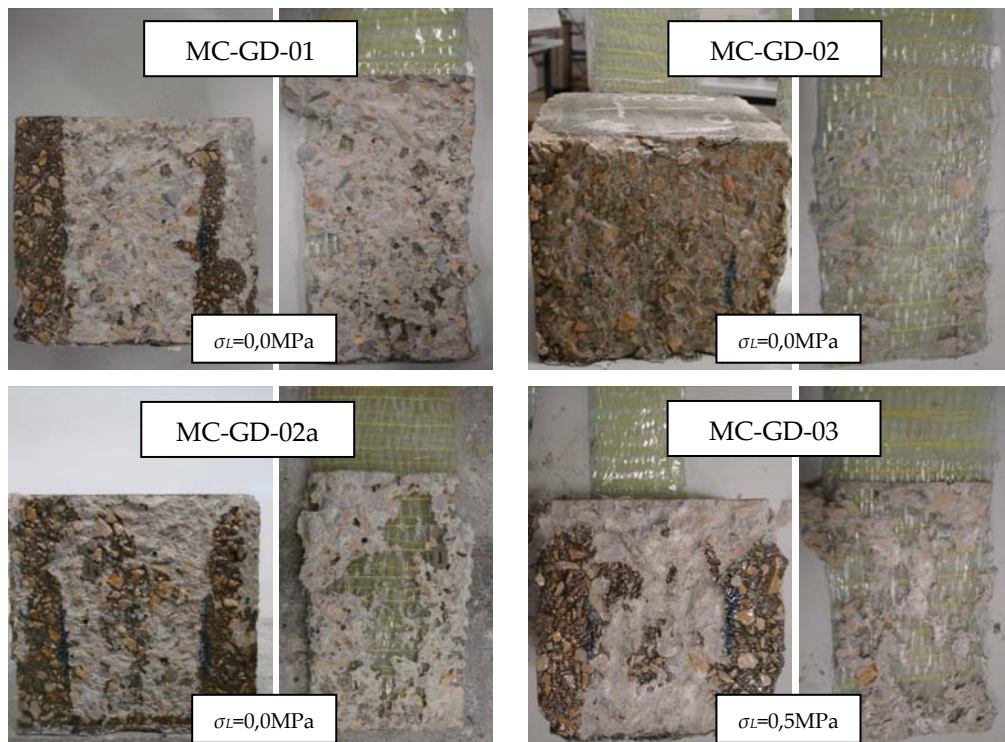


Figura C.10: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^\circ\text{C}$ - 3000 horas.

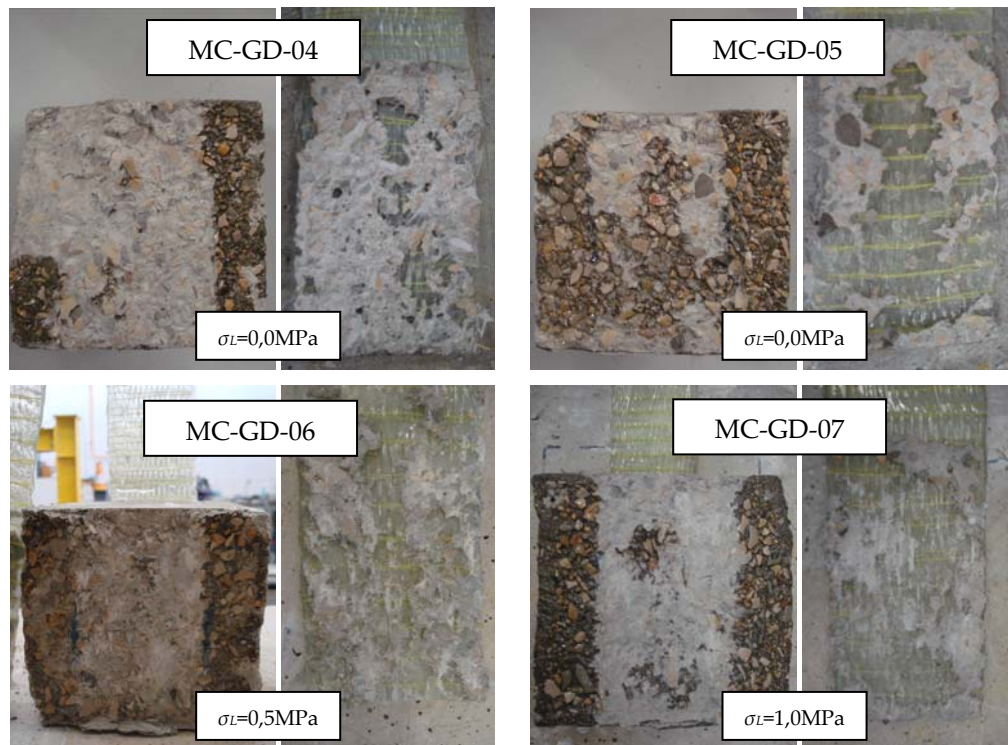


Figura C.11: Modos de ruptura dos provetes submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ - 5000 horas.

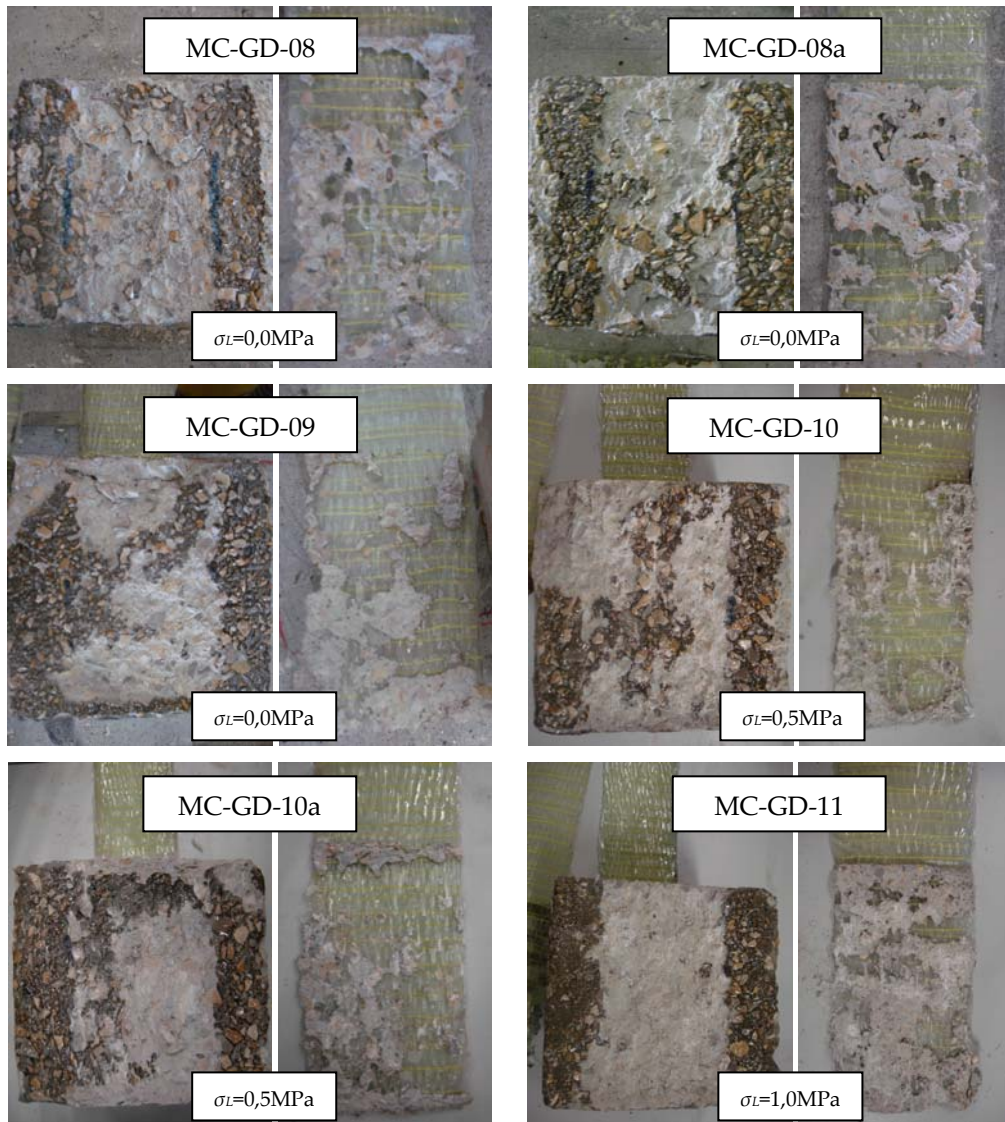


Figura C.12: Modos de ruptura dos projetos submetidos a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ - 10000 horas.

C.3. Vigas de secção rectangular

C.3.1. Sem reforço exterior

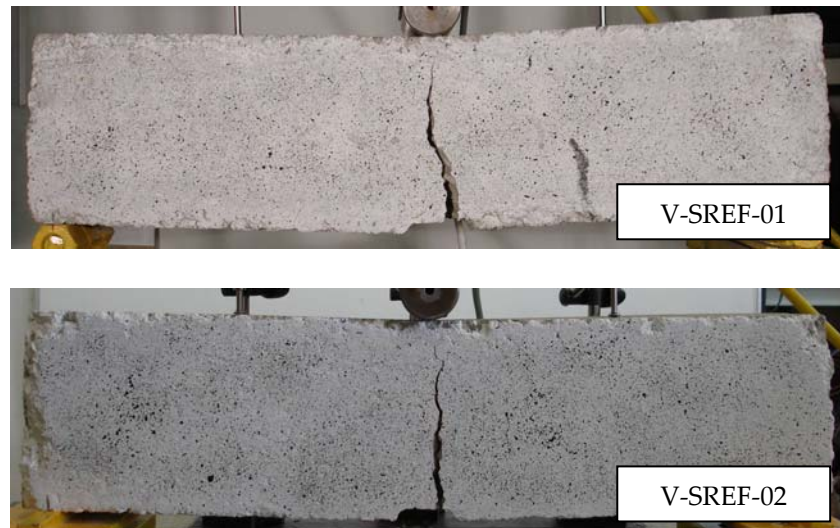


Figura C.13: Modos de ruptura das vigas de secção rectangular sem reforço exterior.

C.3.2. Referência

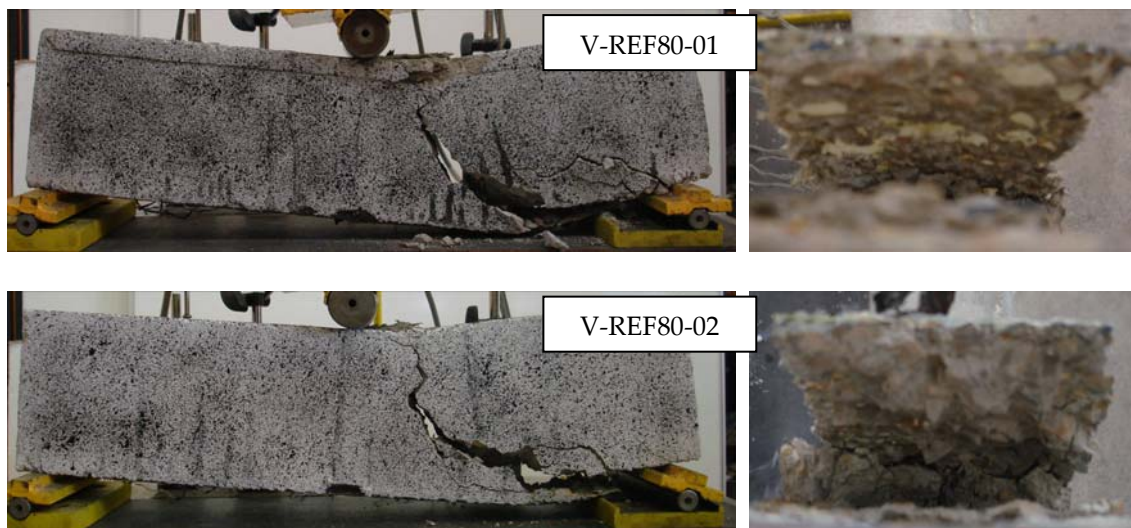


Figura C.14: Modos de ruptura das vigas de referência de secção rectangular exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura.



Figura C.15: Modos de ruptura das vigas de referência de secção rectangular exteriormente reforçadas com GFRP com 80mm de largura.

C.3.3. Ciclos de nevoeiro salino

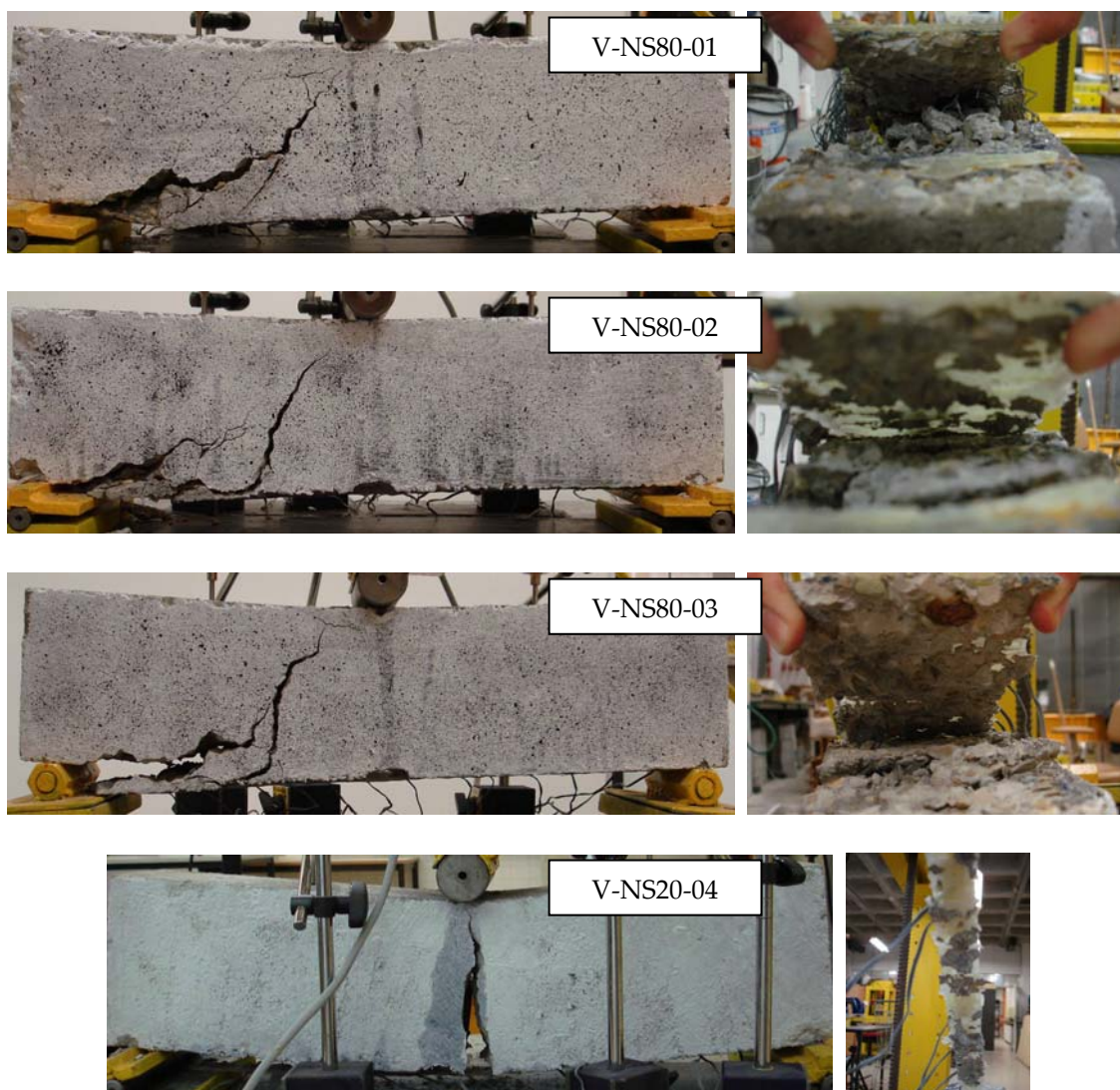


Figura C.16: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino - 3000 horas.



Figura C.17: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de nevoeiro salino - 10000 horas.

C.3.4. Ciclos de marés



Figura C.18: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de marés - 3000 horas.



Figura C.19: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de marés - 10000 horas.

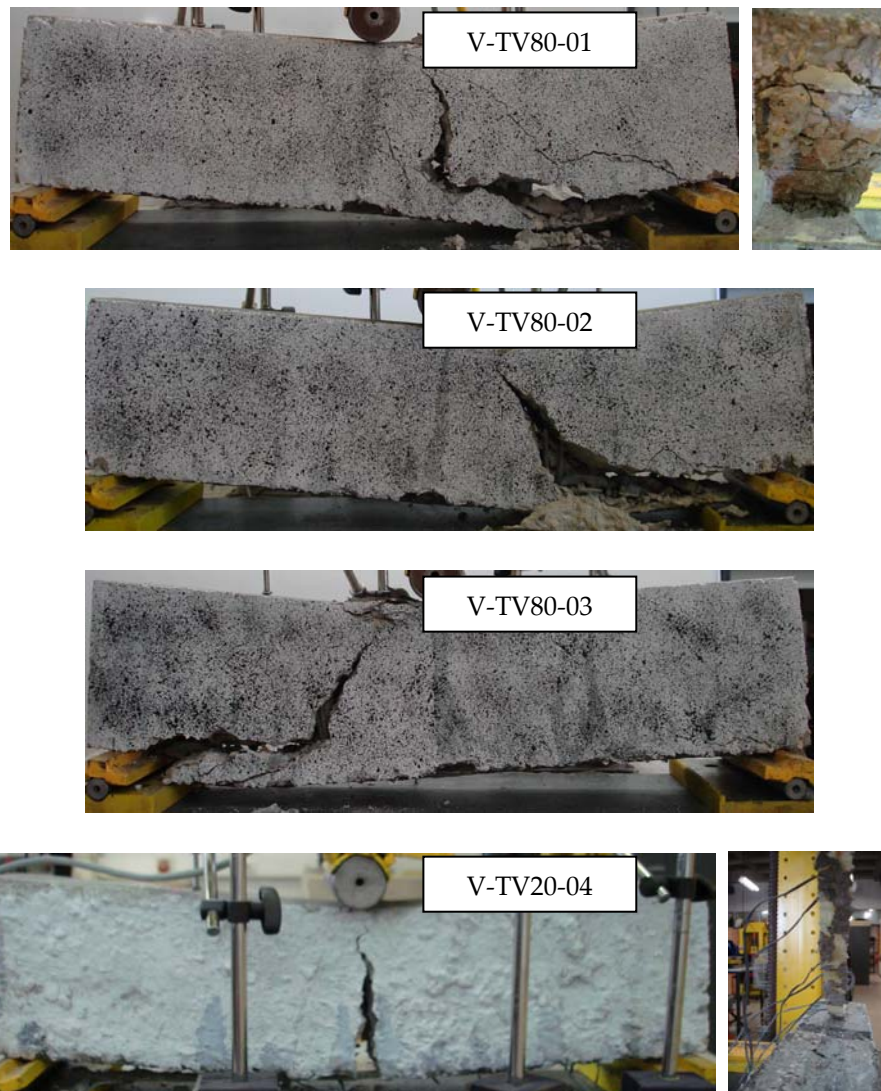
C.3.5. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C

Figura C.20: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C - 3000 horas.

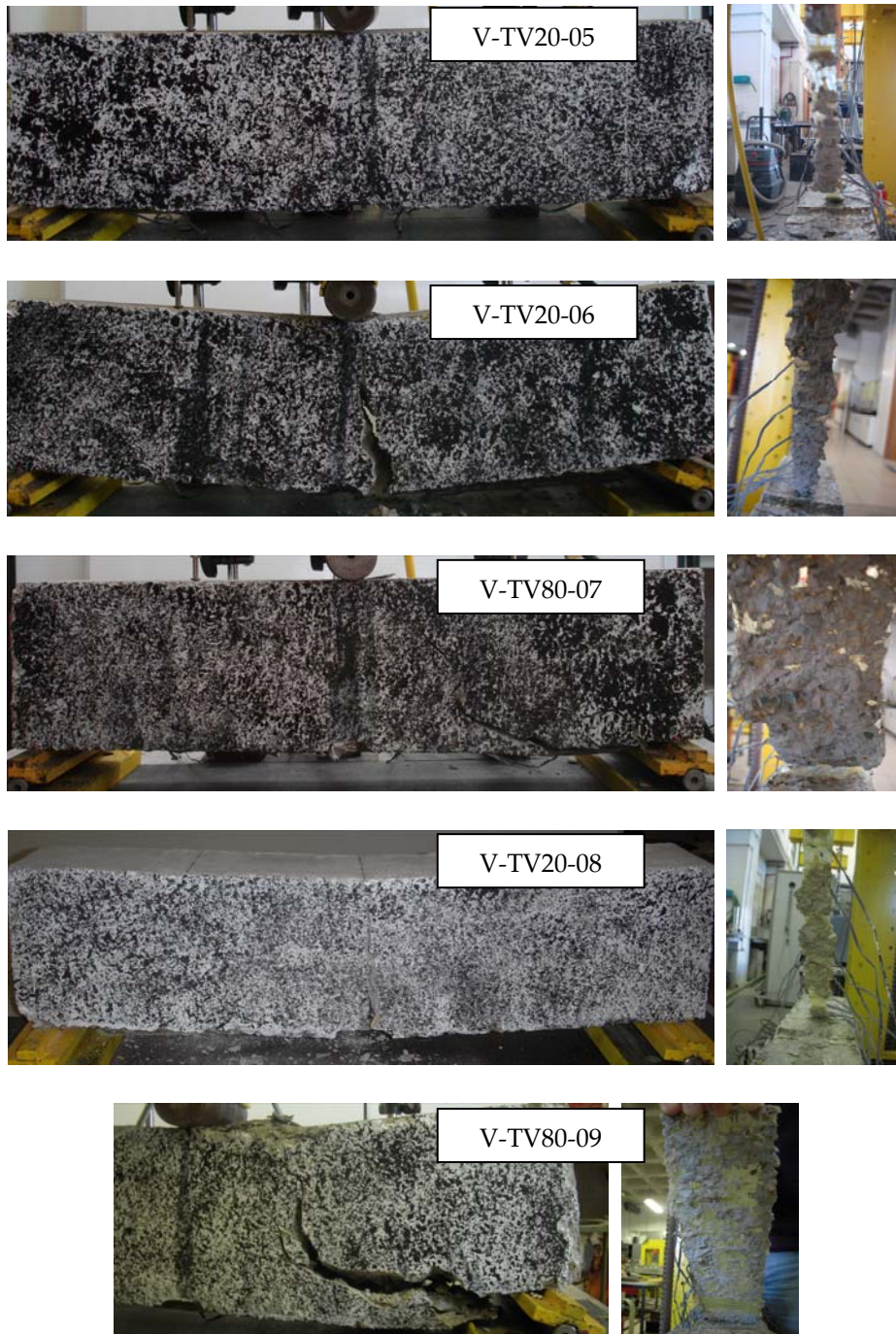


Figura C.21: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre $+7,5^{\circ}\text{C}$ e $+47,5^{\circ}\text{C}$ - 10000 horas.

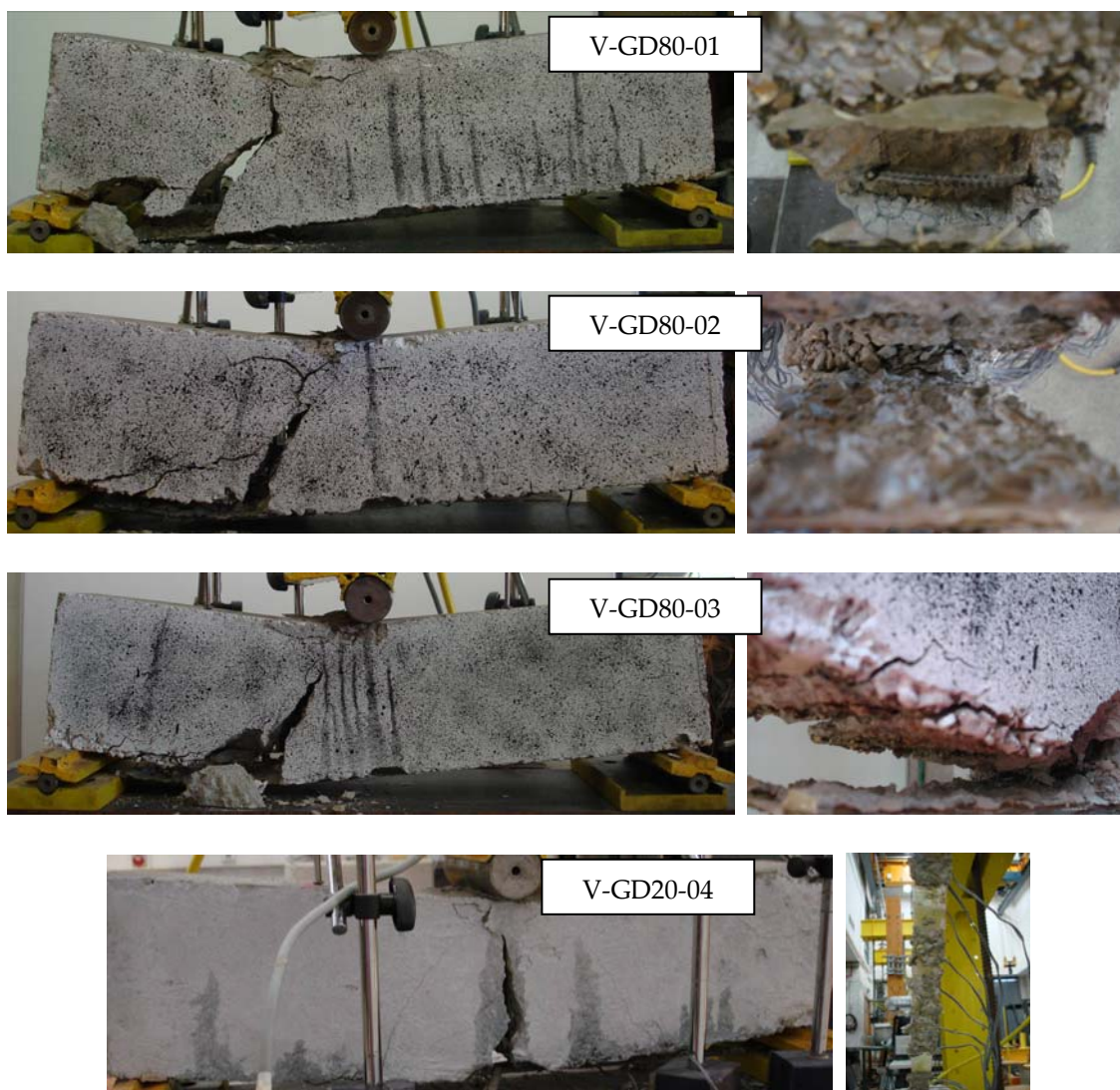
C.3.6. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C

Figura C.22: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C - 3000 horas.

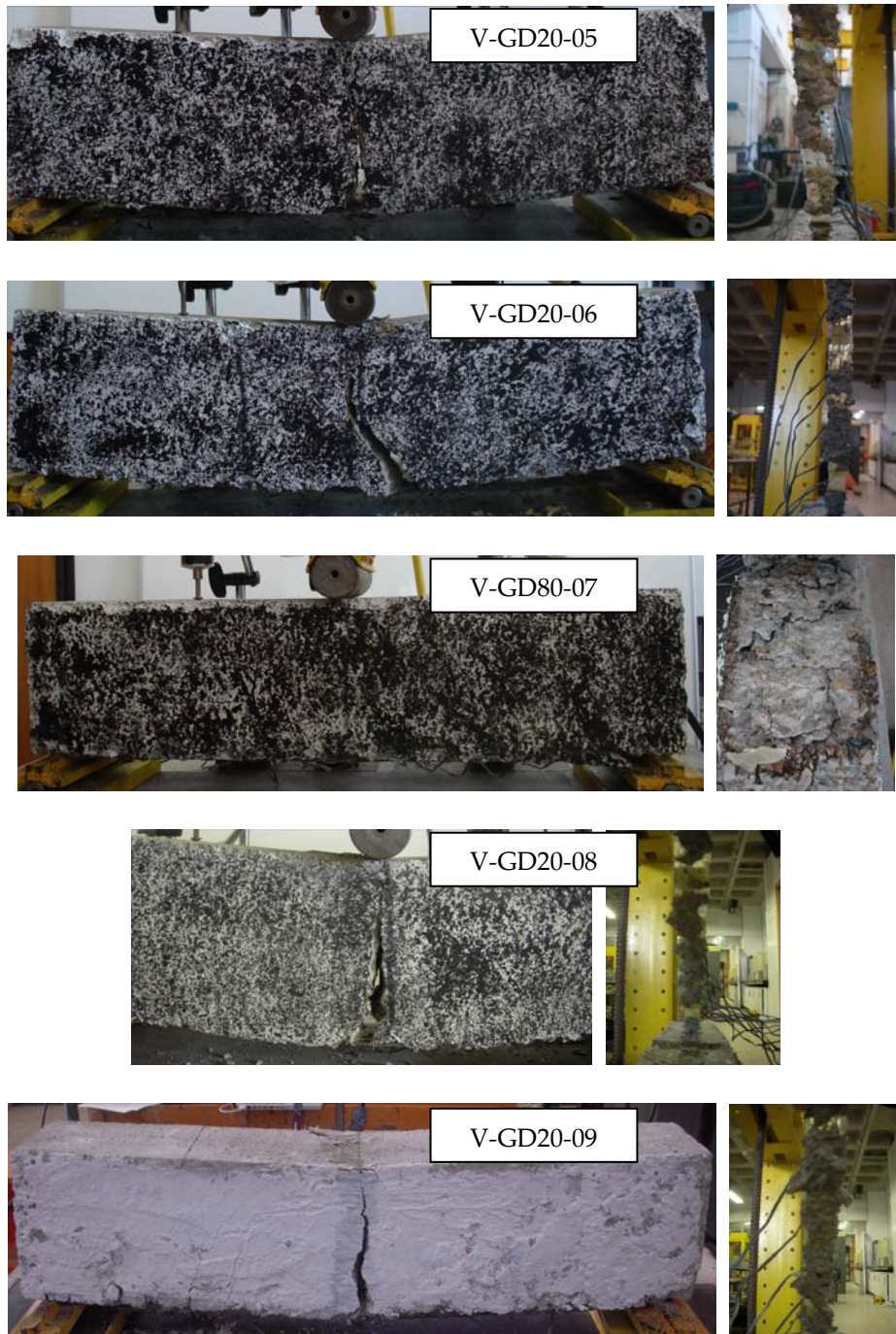


Figura C.23: Modos de ruptura das vigas submetidas a ciclos de temperatura entre -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ - 10000 horas.

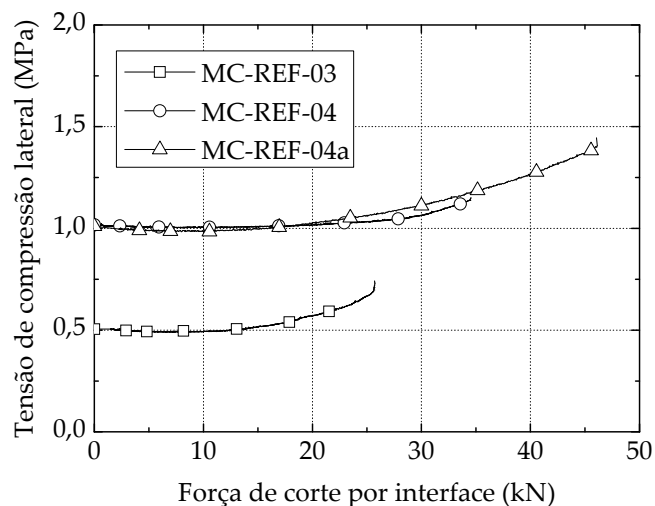
Apêndice D

Gráficos de tensão de compressão lateral *vs.* força de corte

D.1. Introdução

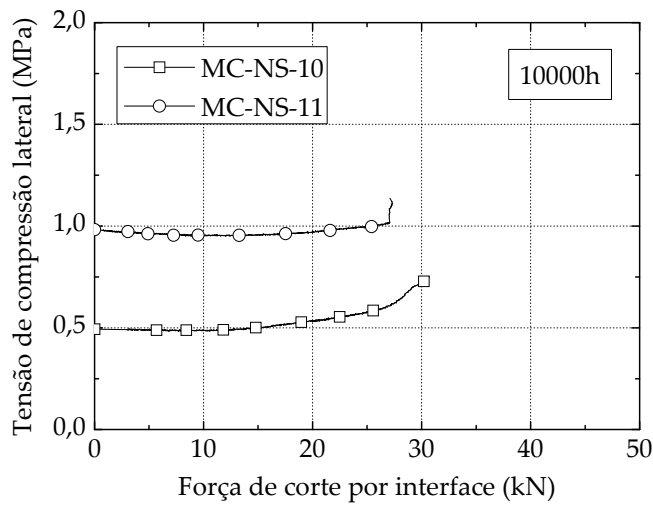
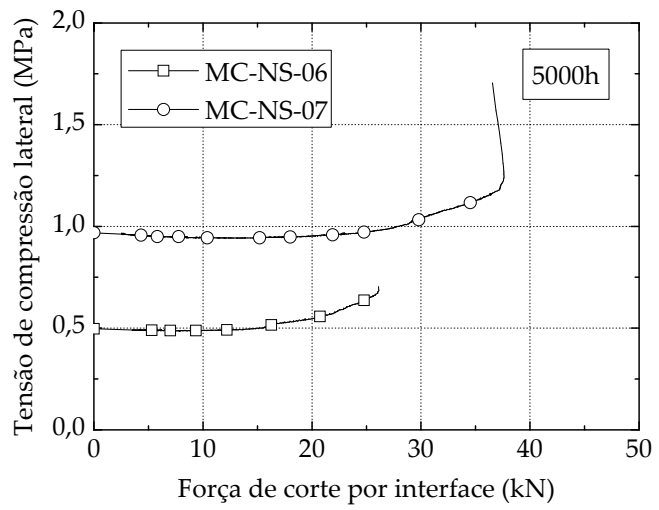
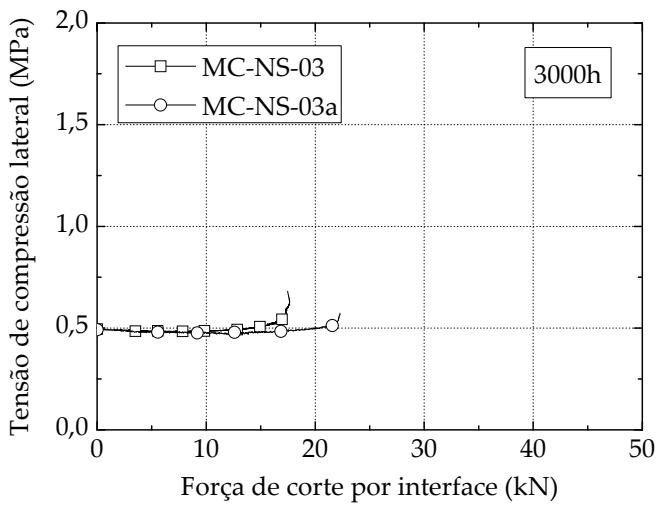
O presente apêndice tem como objectivo mostrar as relações tensão de compressão lateral *vs.* força de corte por superfície de colagem obtidas nos ensaios de corte com compressão lateral. O apêndice está dividido em duas partes: (i) provetes de referência (sem envelhecimento acelerado); e (ii) provetes submetidos aos diferentes tipos de envelhecimento estudados. De entre os segundos, agrupam-se ainda os gráficos por cada um dos tipos de envelhecimento. A ordem de apresentação adoptada está em função dos três estágios de envelhecimento estabelecidos (3000h, 5000h e 10000h), ou seja, por cada tipo de envelhecimento, os gráficos tensão de compressão lateral *vs.* força de corte estão apresentados por ordem crescente relativamente ao tempo de exposição.

D.2. Provetes de referência

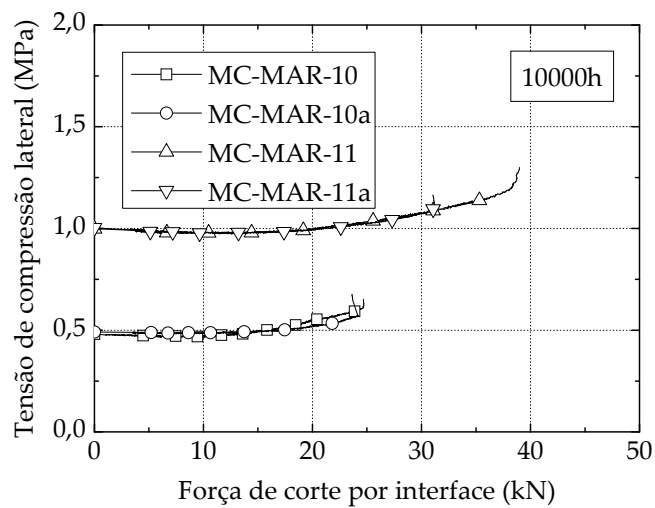
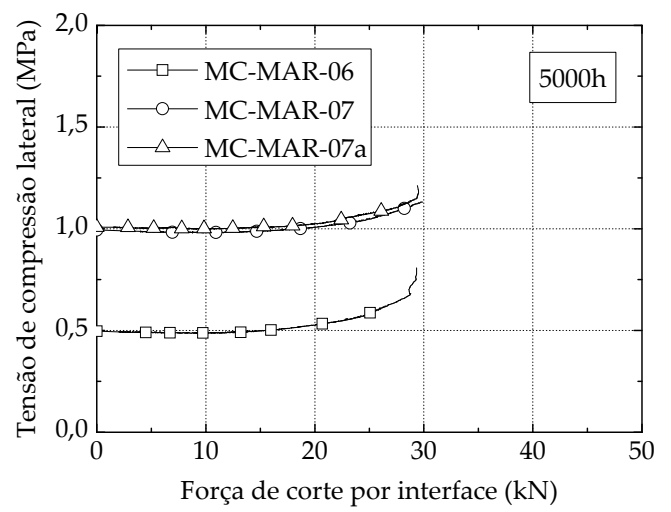
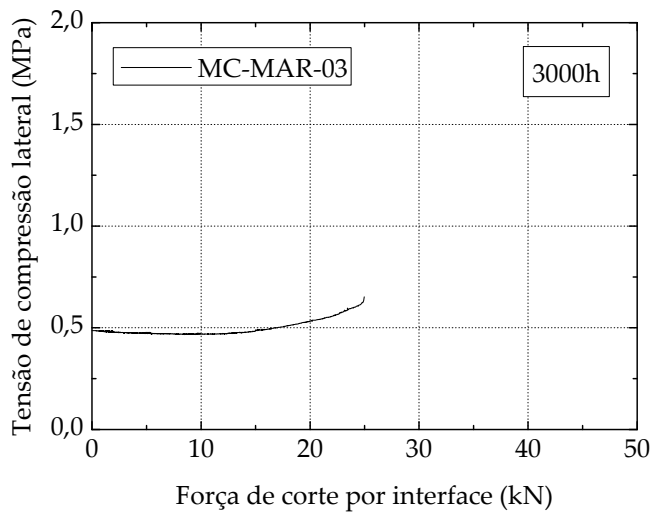


D.3. Provetes submetidos a envelhecimento

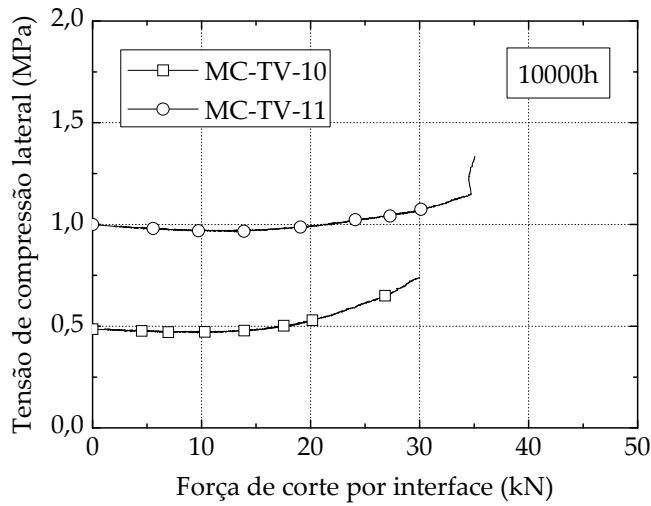
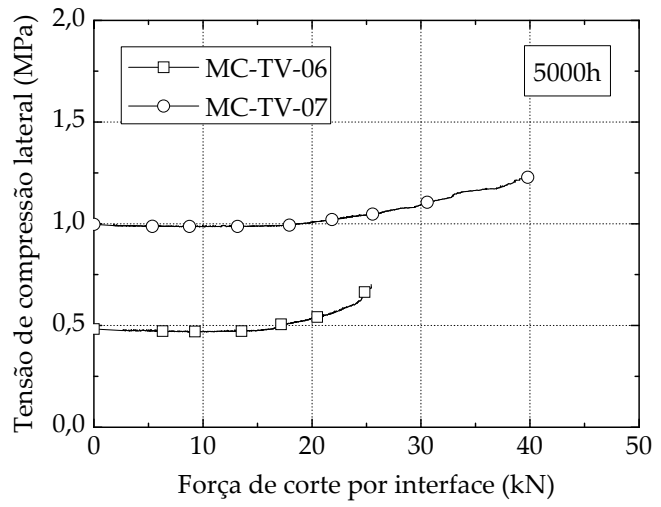
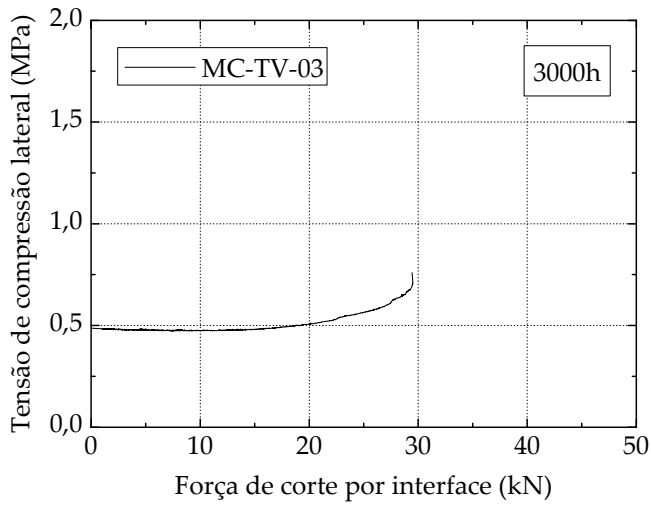
D.3.1. Ciclos de nevoeiro salino

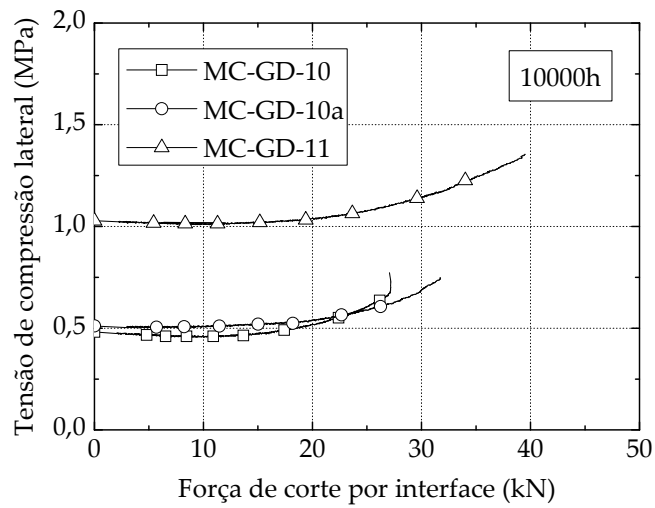
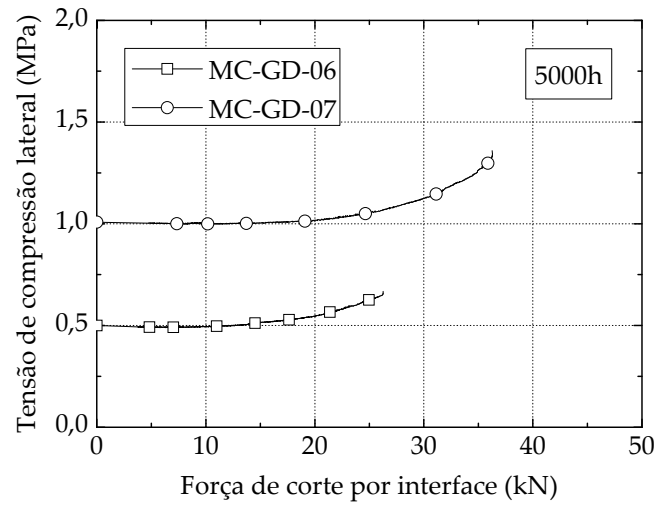
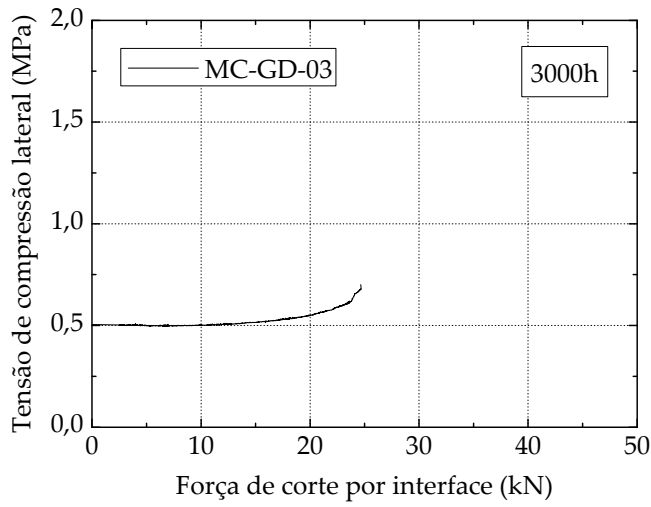


D.3.2. Ciclos de marés



D.3.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C



D.3.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C

Apêndice E

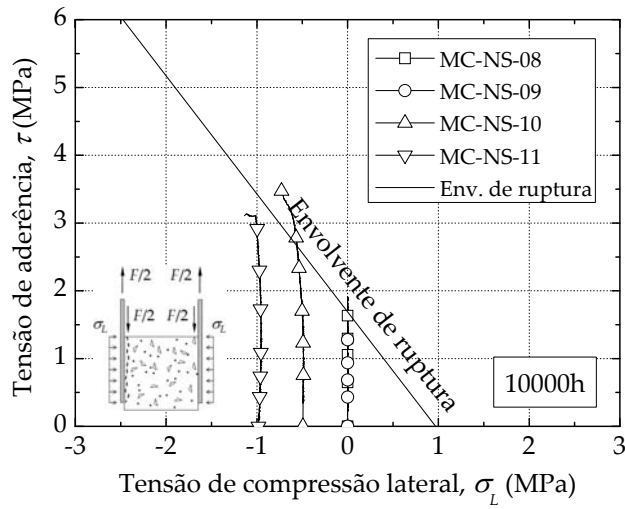
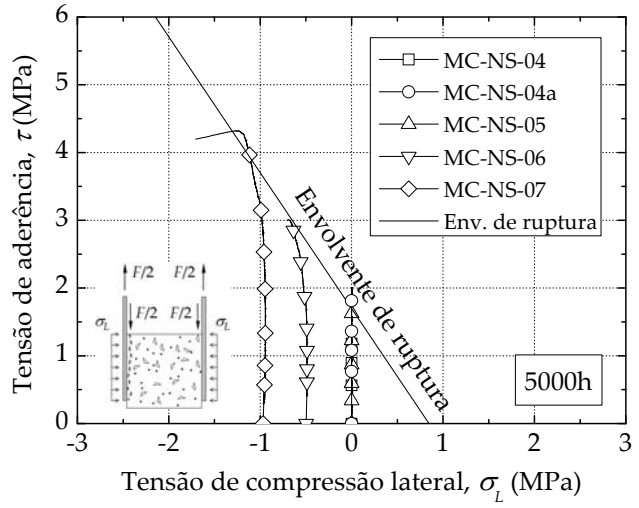
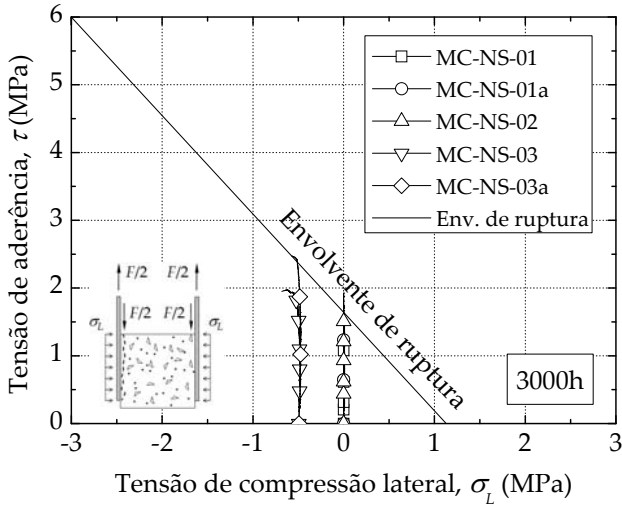
Envolventes de ruptura de Mohr-Coulomb

E.1. Introdução

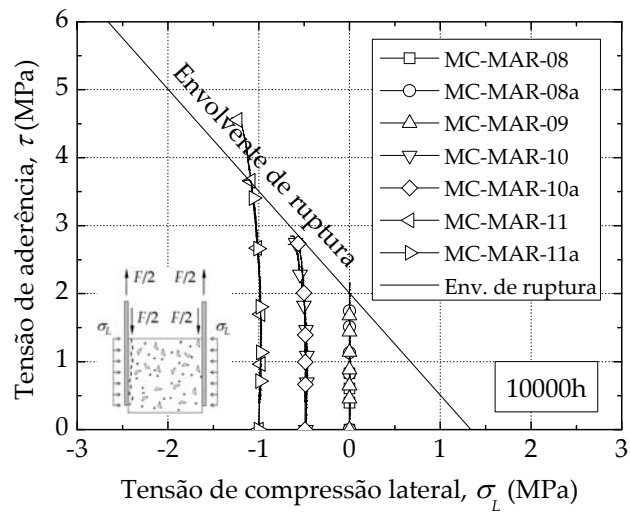
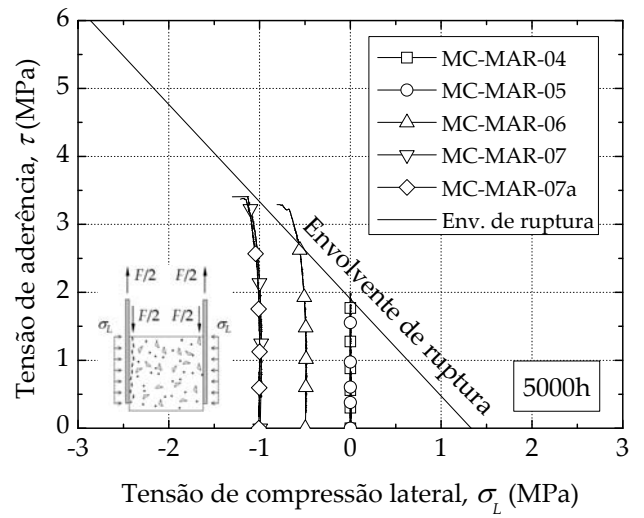
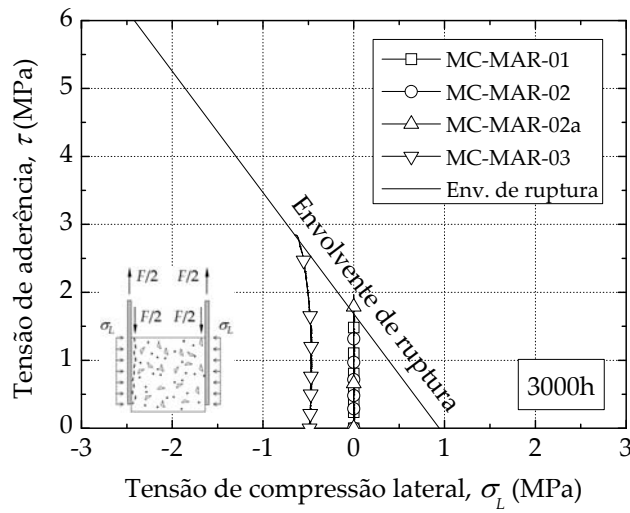
Neste apêndice apresentam-se, graficamente, as envolventes de ruptura obtidas a partir dos ensaios de corte duplo. Os gráficos têm como eixo das abcissas as tensões de compressão lateral impostas às interfaces GFRP/betão e como eixo das ordenadas as tensões de corte máximas alcançadas nos ensaios experimentais. O apêndice apresenta as envolventes de ruptura obtidas a partir dos ensaios dos provetes submetidos aos diferentes agentes ambientais agressivos. Das envolventes obtidas a partir dos provetes envelhecidos, procedeu-se ao seu agrupamento por ordem crescente de exposição, isto é, das 3000 horas para as 10000horas.

E.2. Provetes submetidos a envelhecimento

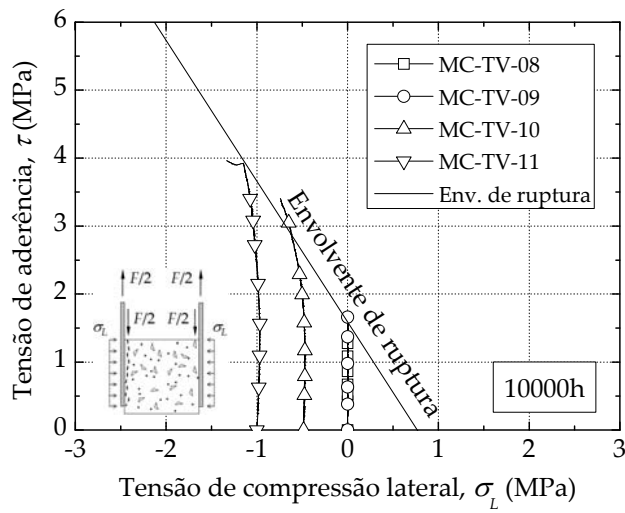
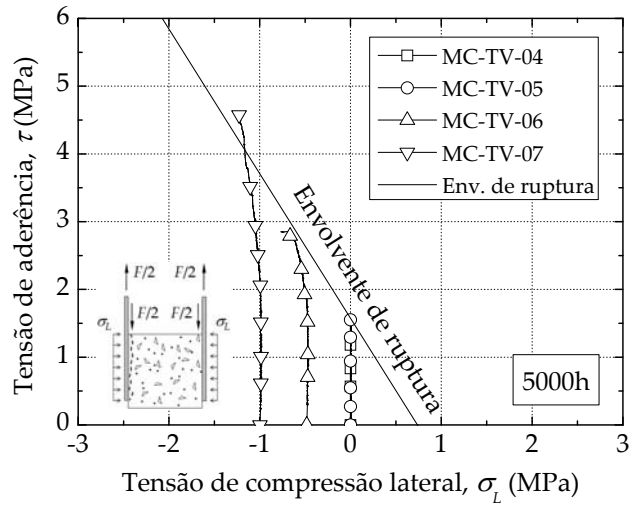
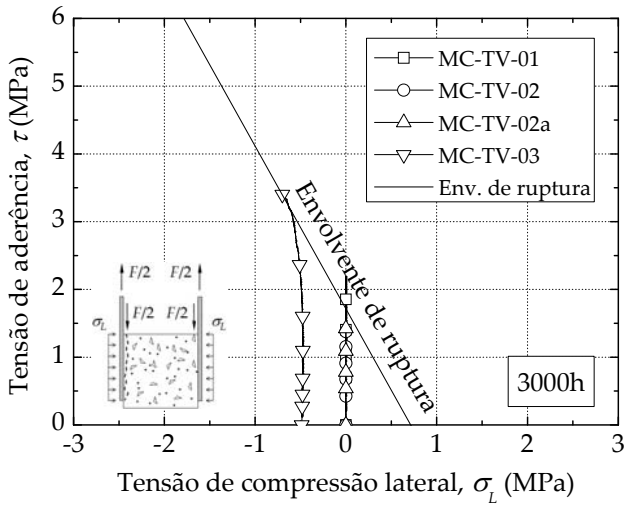
E.2.1. Ciclos de nevoeiro salino



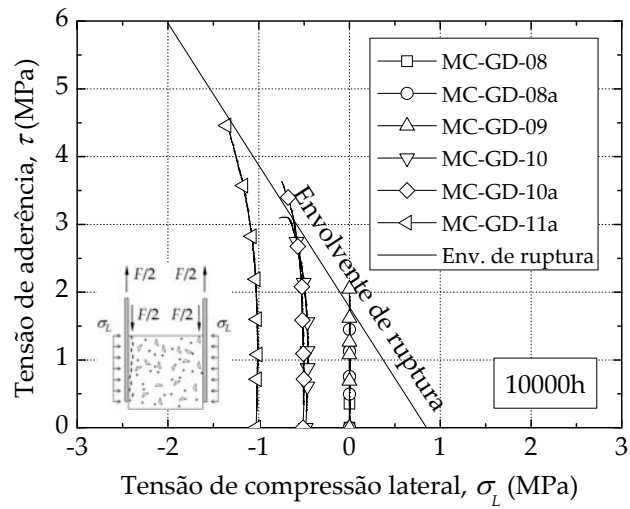
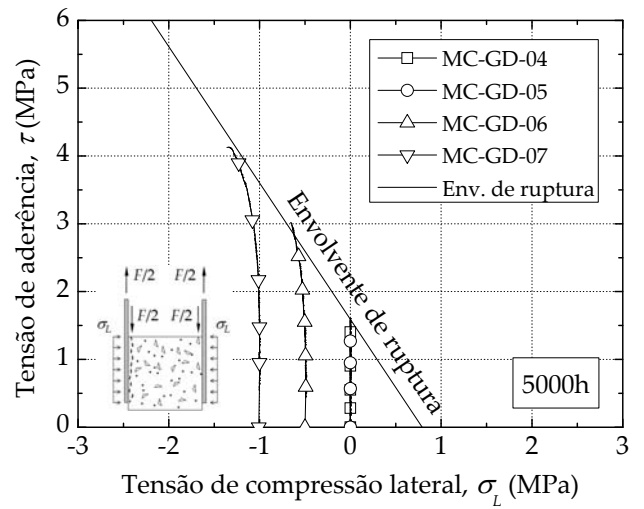
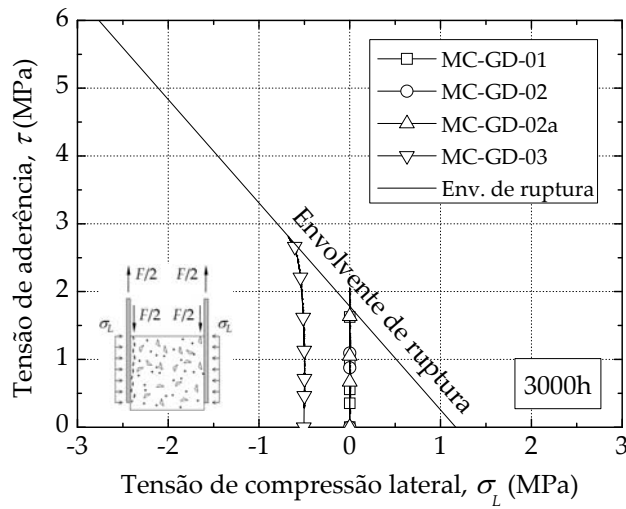
E.2.2. Ciclos de marés



E.2.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C



E.2.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C



Apêndice F

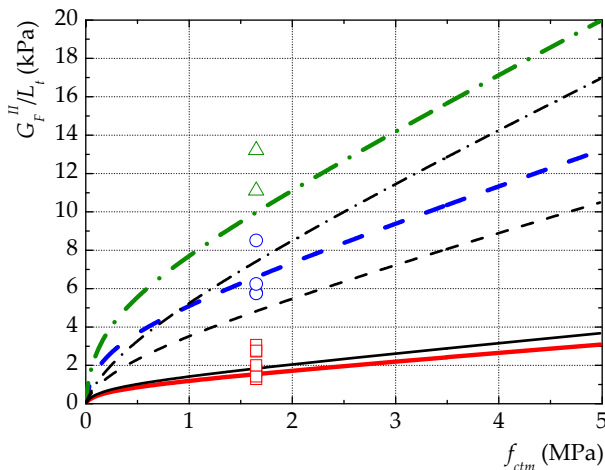
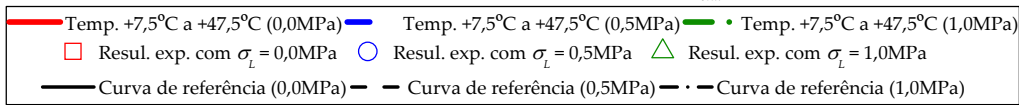
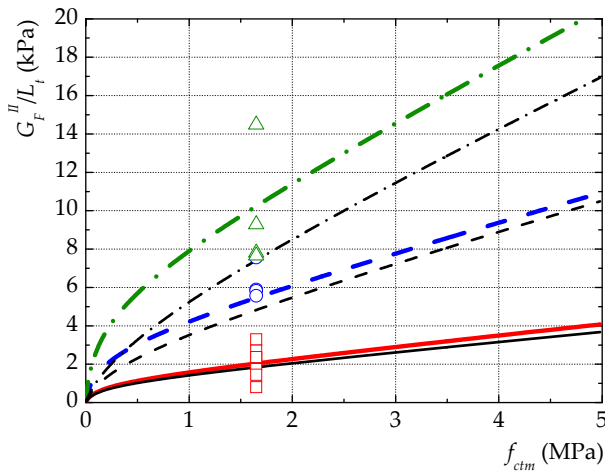
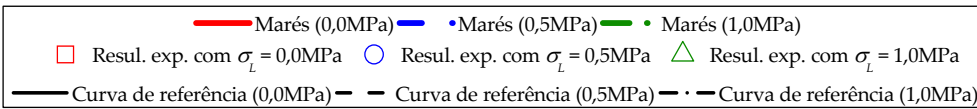
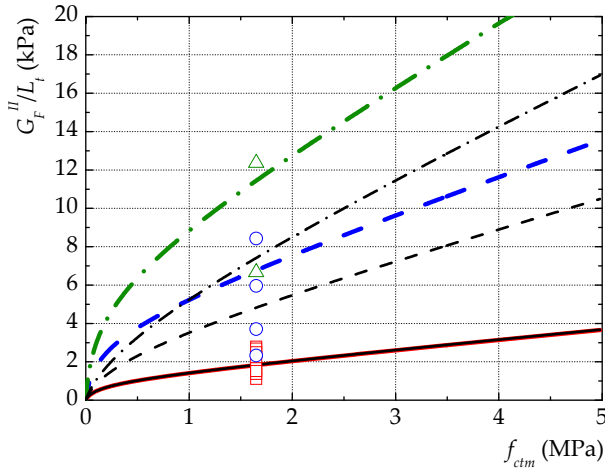
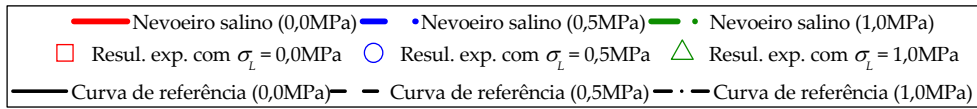
Curvas do modelo dos ensaios de corte

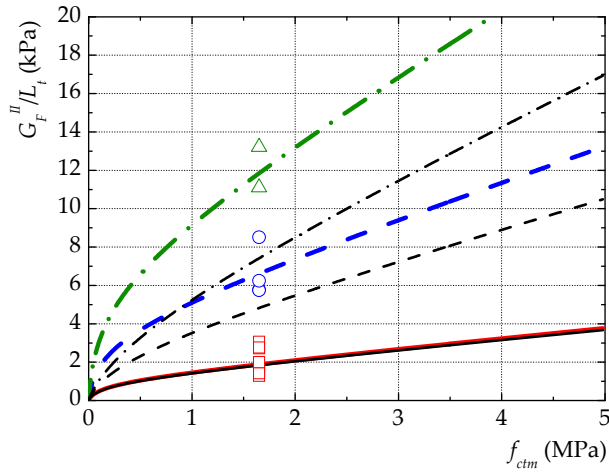
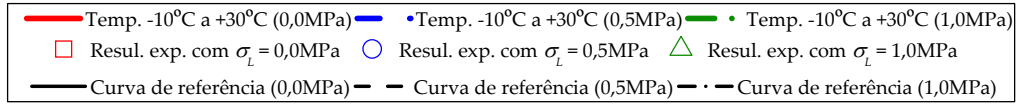
F.1. Introdução

O presente apêndice está organizado com as representações gráficas das curvas utilizadas no modelo proposto para os ensaios de corte. O apêndice encontra-se assim dividido em quatro partes:

- (i) Em primeiro lugar apresentam-se, por tipo de envelhecimento, as curvas G_F^{II}/L_t vs. f_{ctm} nas quais se podem ver as variações obtidas relativamente às curvas de referência e em função do nível de compressão lateral imposto à superfície de colagem;
- (ii) A seguir, mostram-se as curvas c/f_{ctm} vs. $f_{ctm}/(G_F^{II}/L_t)$ que estão organizadas por tipo de envelhecimento. De cada tipo de envelhecimento, faz-se ainda uma separação dos gráficos por estágio de envelhecimento e as curvas c/f_{ctm} vs. $f_{ctm}/(G_F^{II}/L_t)$ dos envelhecimentos são comparadas com as mesmas curvas dos ensaios de referência;
- (iii) Seguem-se as curvas ϕ vs. f_{cm} e estão organizadas por tipo de envelhecimento. As variações mostradas nestes gráficos dizem respeito às médias obtidas por cada tipo e estágio de envelhecimento. As curvas ϕ vs. f_{cm} obtidas a partir dos ensaios de referência estão também incluídas em todos os gráfico;
- (iv) Finalmente apresentam-se os gráficos que comparam os incrementos de força verificados nos ensaios de corte com compressão lateral com os incrementos de força estimados. Estes gráficos estão divididos por tipo de envelhecimento e faz-se, em cada um deles, uma separação limite entre os ensaios submetidos às tensões de compressão lateral de 0,5MPa e 1,0MPa.

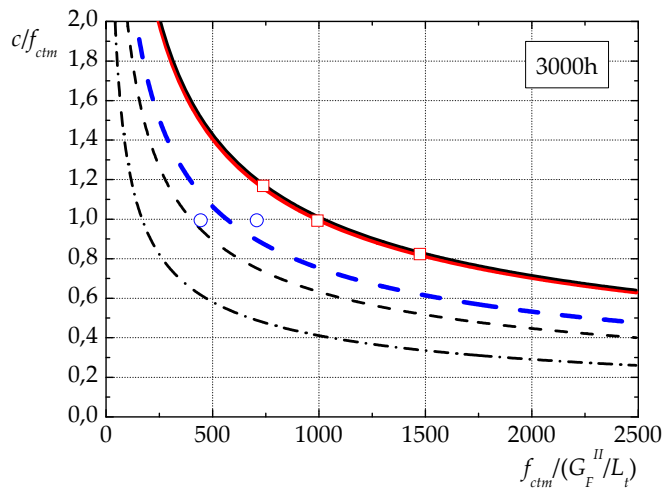
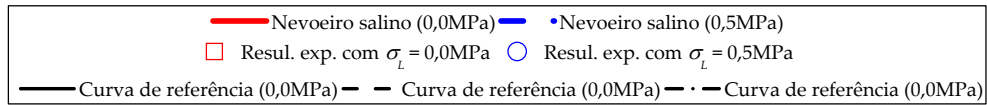
F.2. Curvas G_F^{II}/L_t vs. f_{ctm}

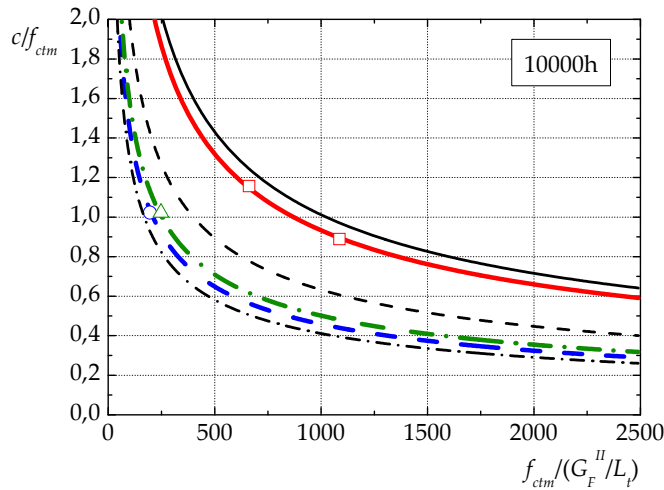
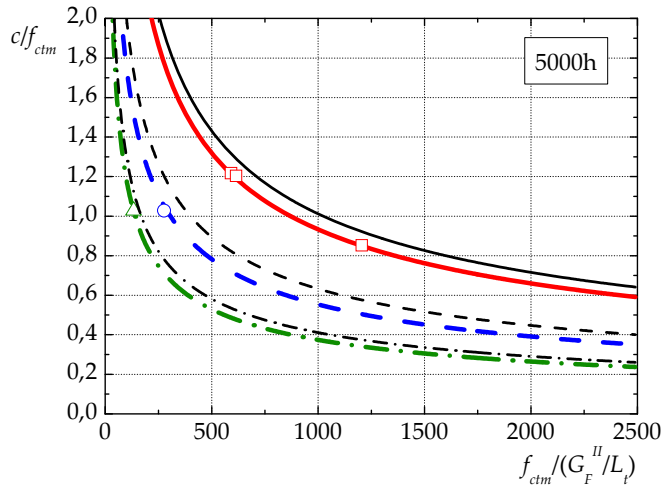
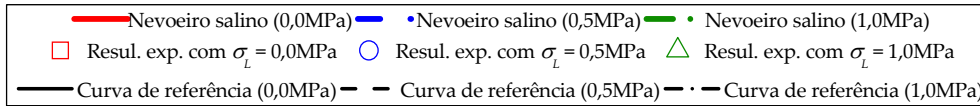




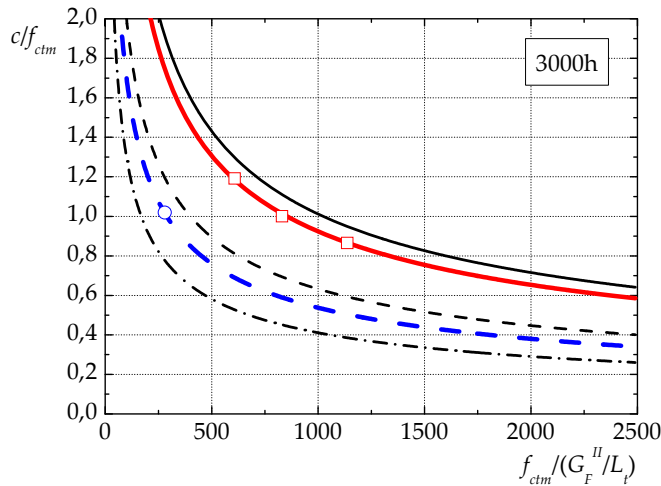
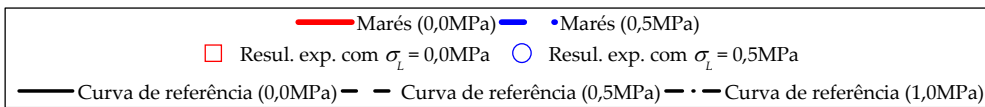
F.3. Curvas c/f_{ctm} vs. $f_{ctm}/(G_F^{II}/L_t)$

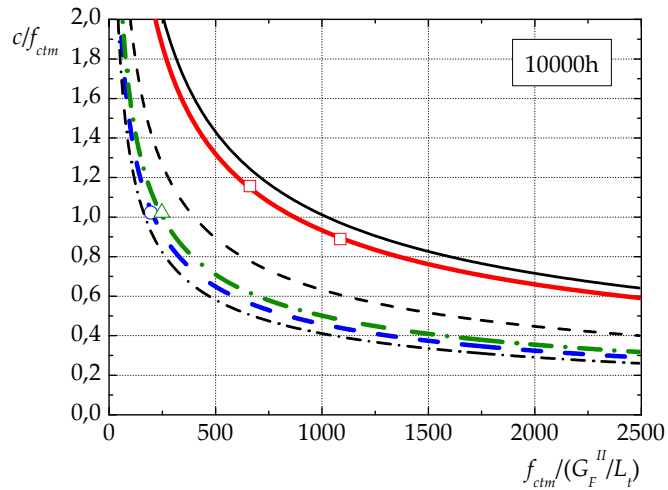
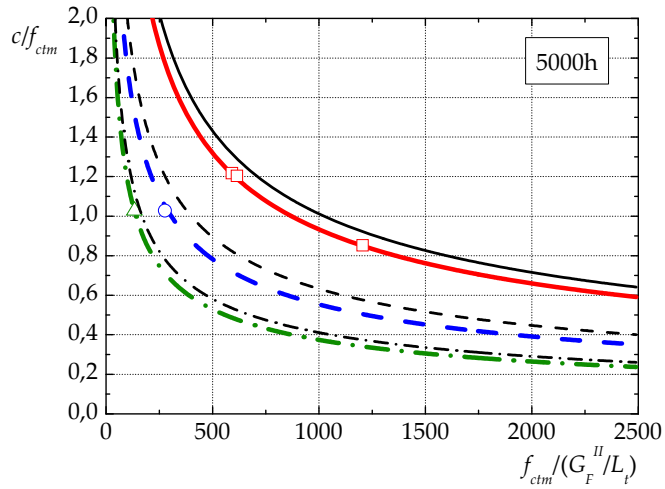
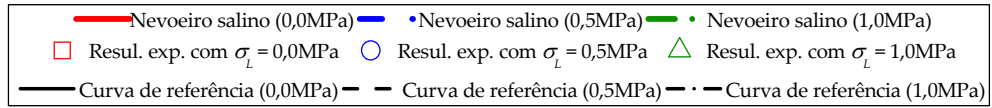
F.3.1. Ciclos de nevoeiro salino



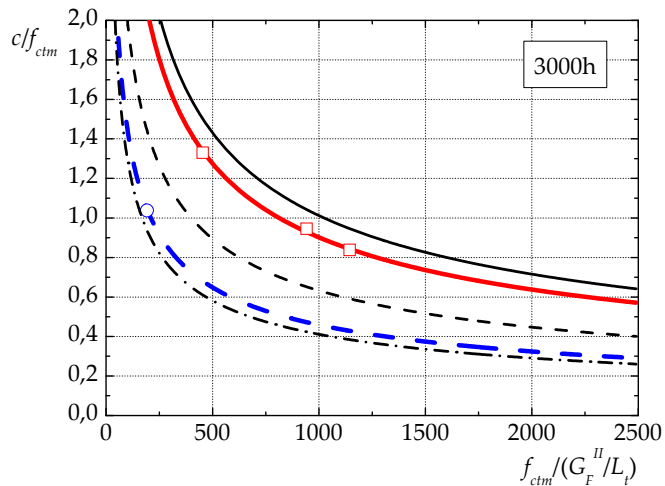
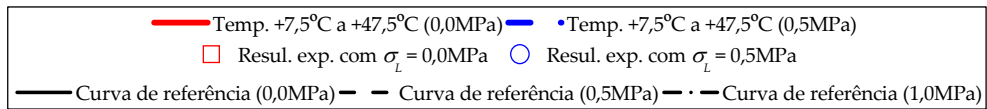


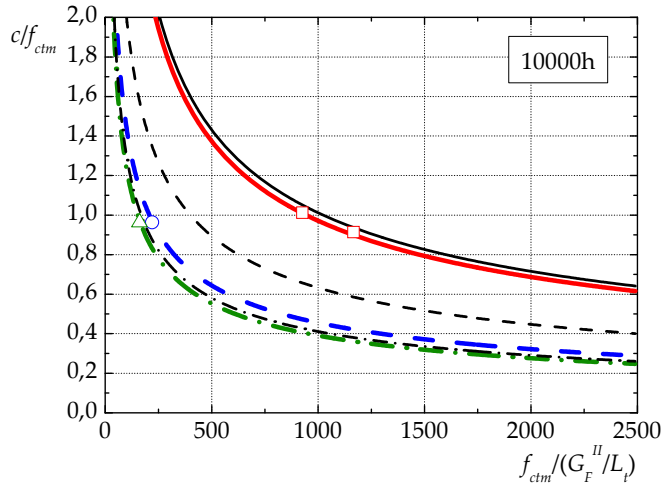
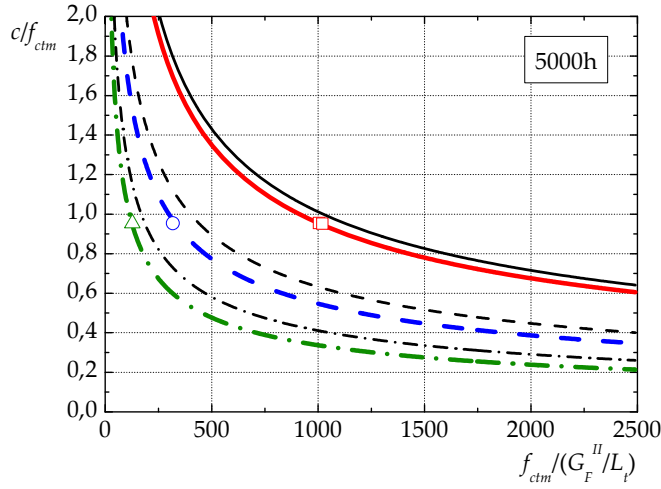
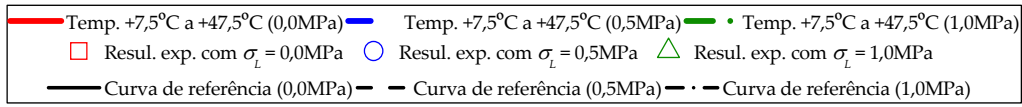
F.3.2. Ciclos de marés



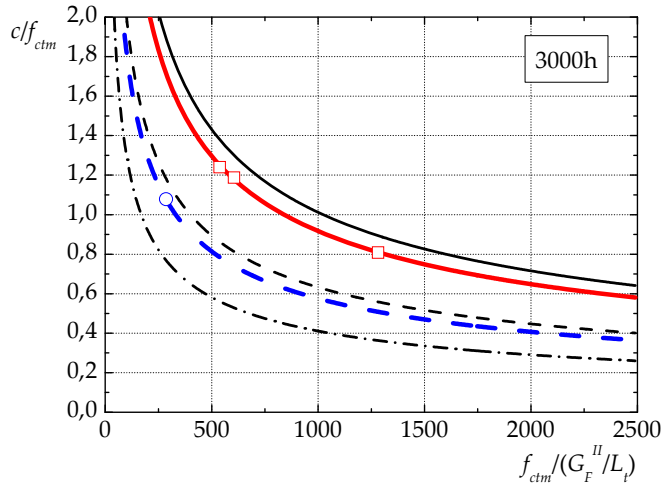
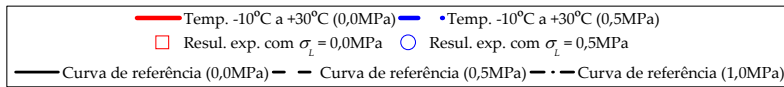


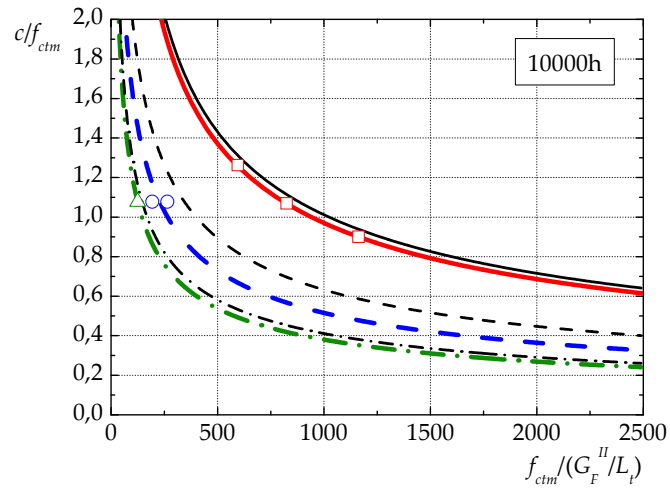
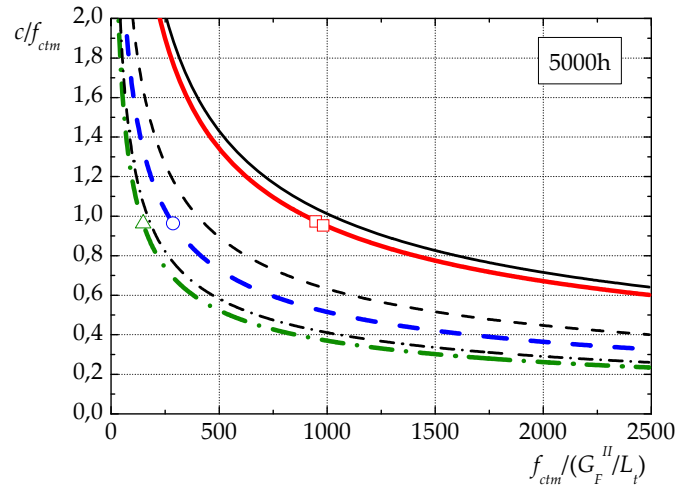
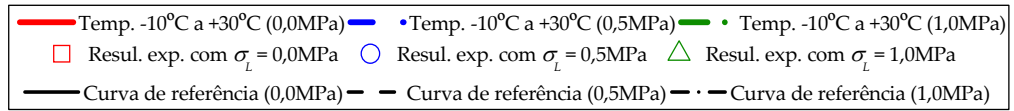
F.3.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C





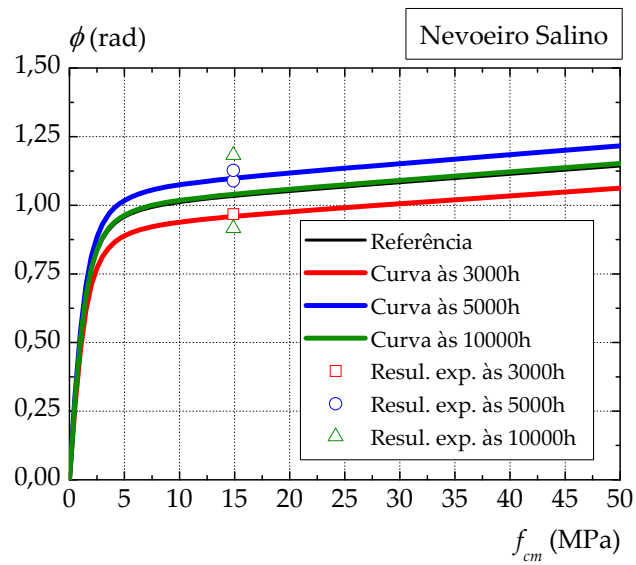
F.3.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C



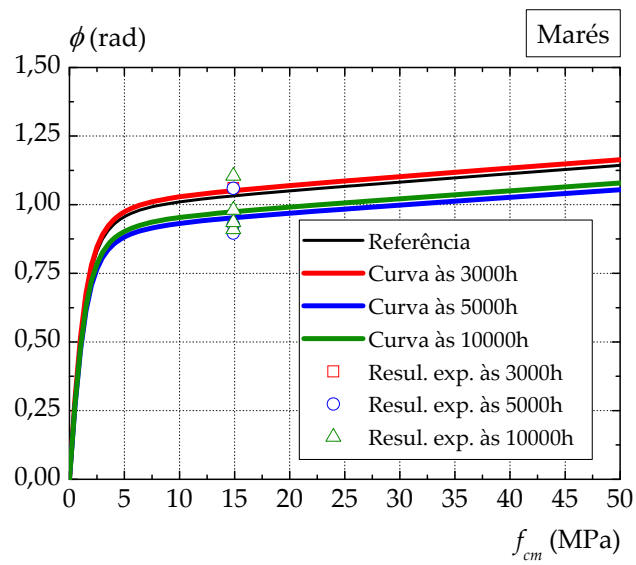


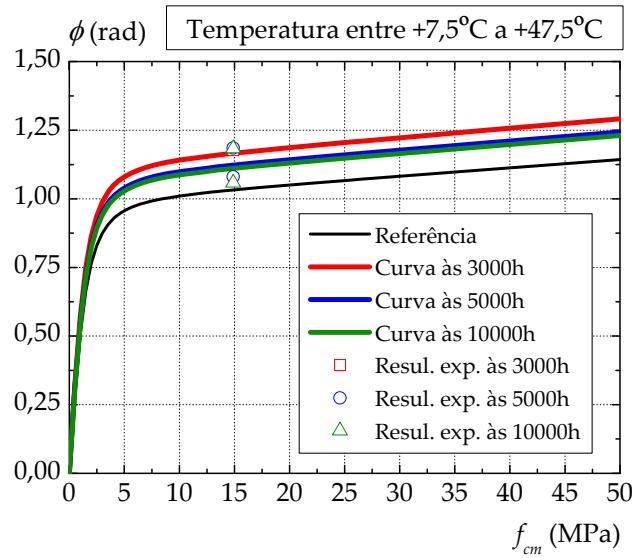
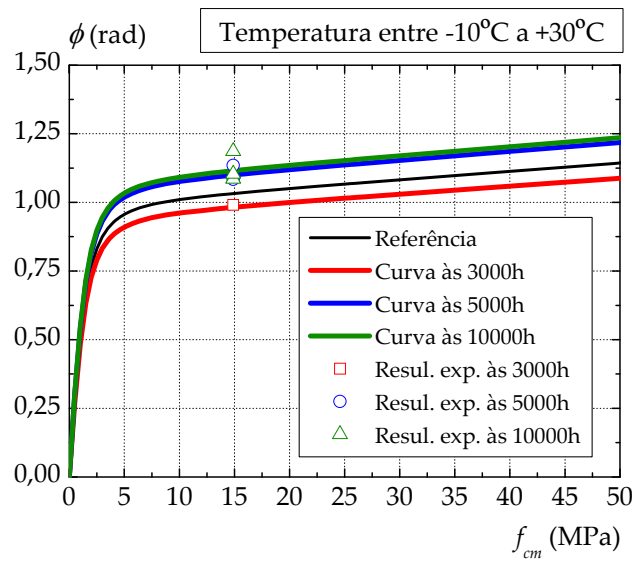
F.4. Curvas ϕ vs. f_{cm}

F.4.1. Ciclos de nevoeiro salino



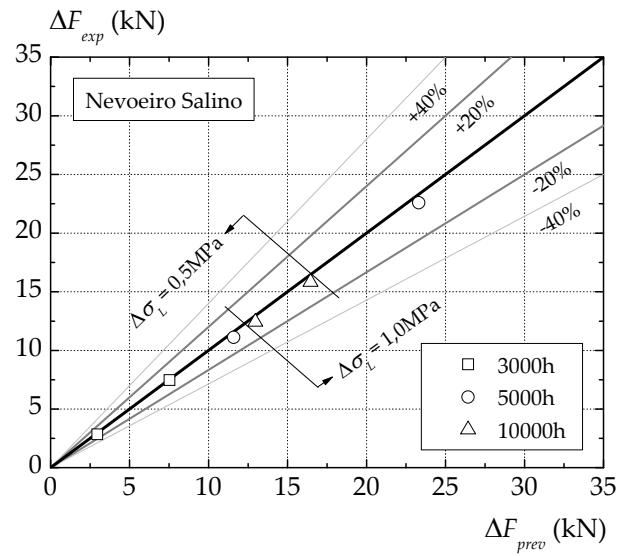
F.4.2. Ciclos de marés



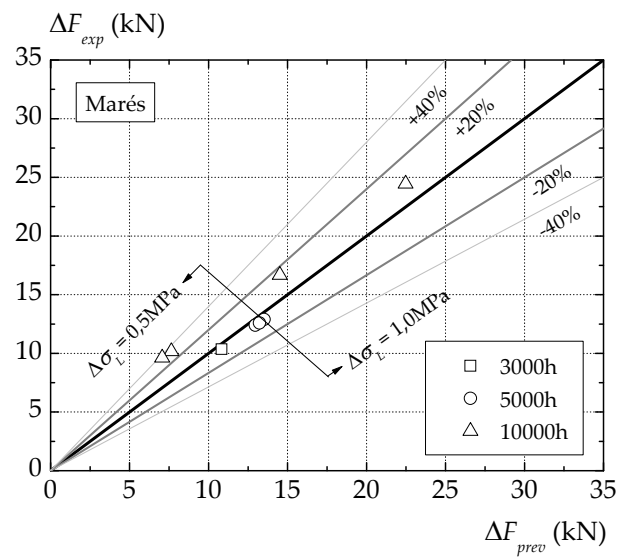
F.4.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C**F.4.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C**

F.5. Incremento da força de ruptura

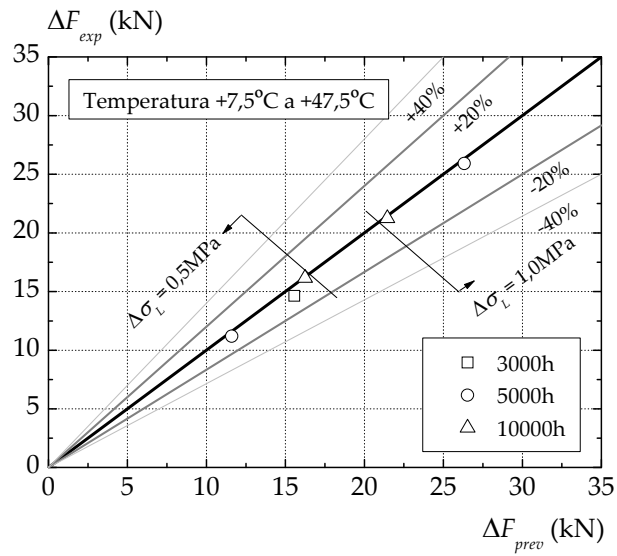
F.5.1. Ciclos de nevoeiro salino



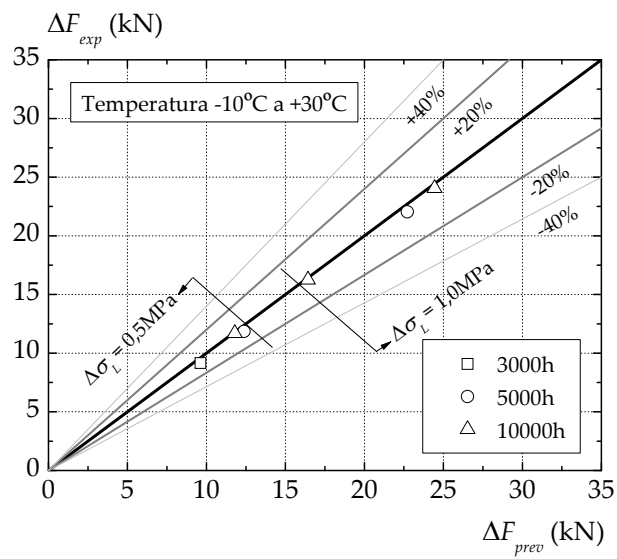
F.5.2. Ciclos de marés



F.5.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C



F.5.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C



Apêndice G

Comportamento das vigas de secção rectangular

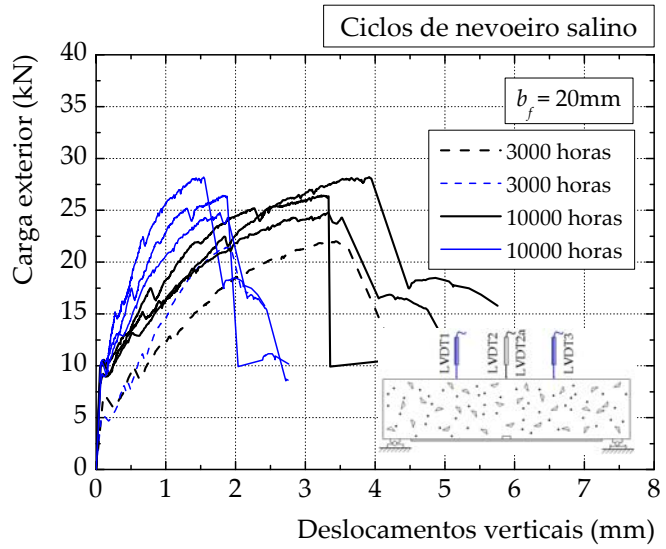
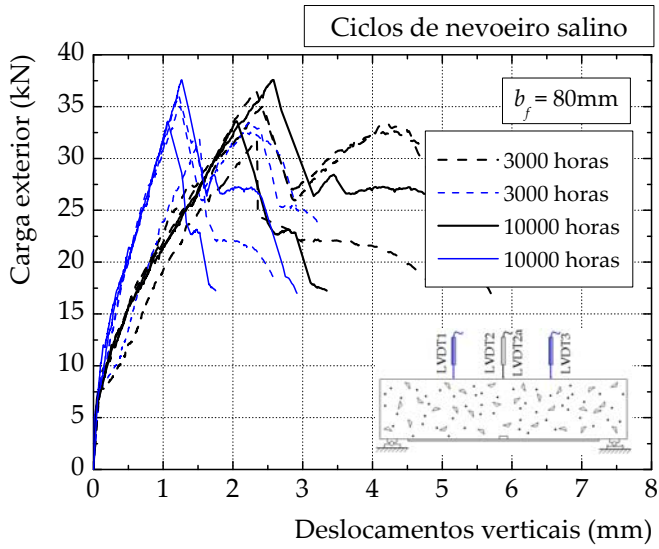
G.1. Introdução

Neste apêndice apresentam-se, graficamente, cinco tipos de curvas distintas obtidas nos ensaios das vigas de secção rectangular: (i) relação entre a carga aplicada à viga e deslocamento vertical; (ii) deformada das vigas; (iii) distribuição das tensões de aderência ao longo da superfície de colagem; (iv) distribuição das tensões longitudinais ao longo do GFRP; e (v) distribuição das tensões normais ao longo do comprimento de colagem.

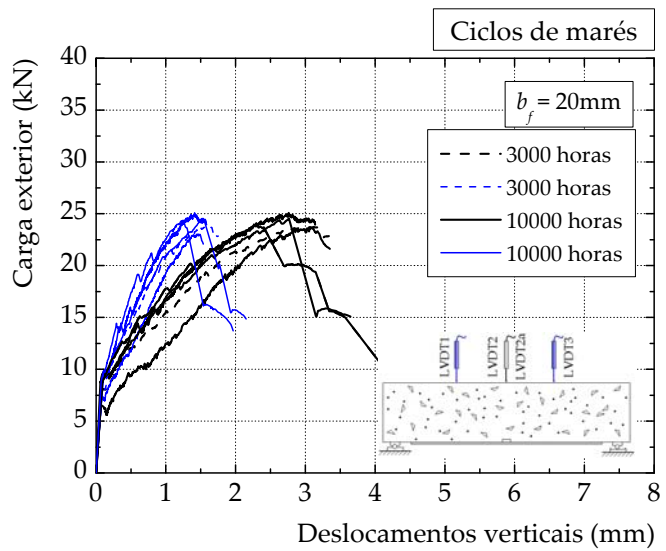
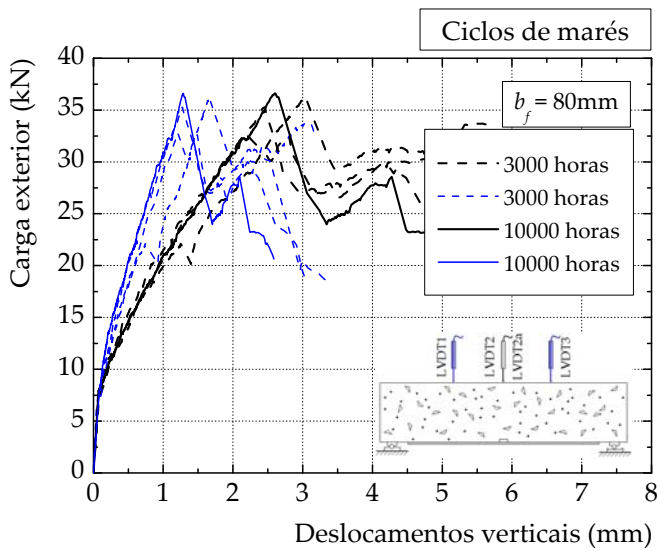
O apêndice fica assim dividido em cinco partes. Na primeira parte, apresentam-se as curvas carga exterior *vs.* deslocamentos verticais obtido nos ensaios de todas as vigas submetidas a envelhecimento acelerado. Os LVDTs 2 e 2a traduzem os deslocamentos verticais medidos a meio-vão da viga e os LVDTs 1 e 3 os deslocamentos verticais medidos, respectivamente, nos pontos a 150mm para a esquerda e para a direita do centro da viga. Na segunda parte são apresentadas as estimativas das deformadas das vigas com base nas leituras realizadas a partir de 4 LVDTs. Aqui, as deformadas estão organizadas em tipo e estágio de envelhecimento pelo que, ficam sobrepostas as deformadas das vigas reforçadas exteriormente com 20mm e 80mm de largura. Na terceira e quarta parte deste apêndice mostra-se, respectivamente, os diagramas das tensões de aderência e longitudinais de todas as vigas. Estes diagramas representam as tensões calculadas para patamares de força de 5kN em 5kN sendo o último patamar relativo à carga máxima na viga. Na quinta e última parte deste apêndice apresentam-se os gráficos das distribuições das tensões normais estimadas para as vigas exteriormente reforçadas com GFRP com 20mm de largura e submetidas aos diferentes tipos de envelhecimento realizados no presente estudo.

G.2. Comportamento Força-Deslocamento

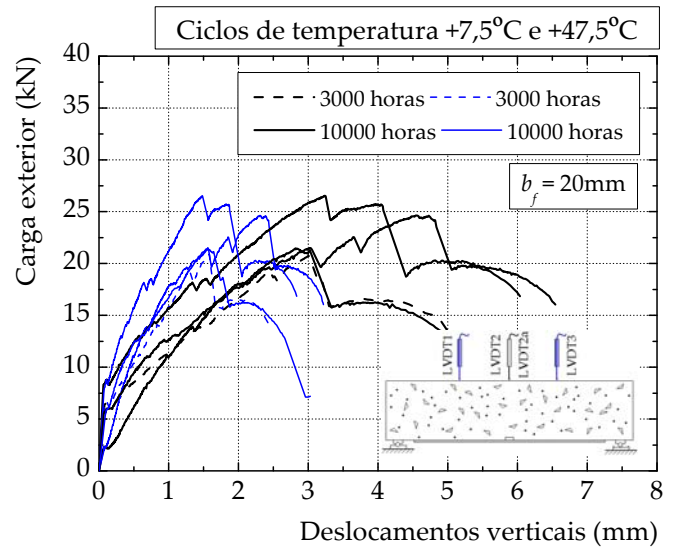
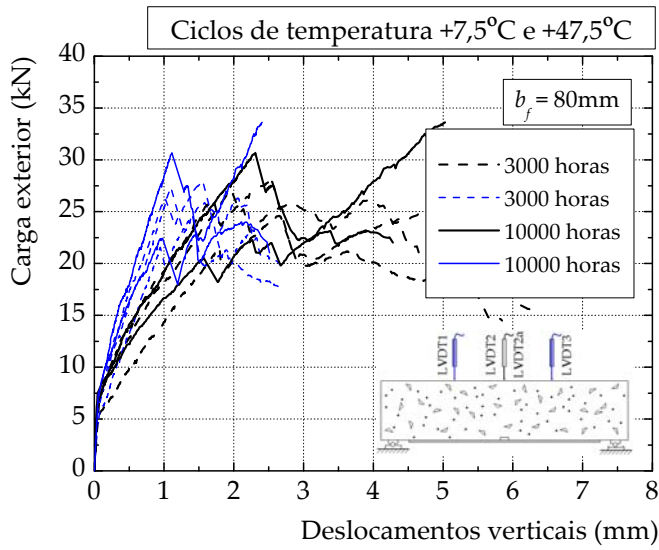
G.2.1. Ciclos de nevoeiro salino



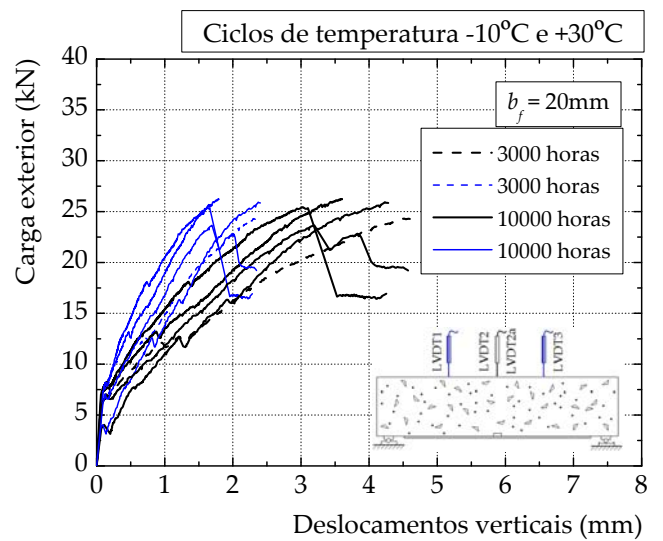
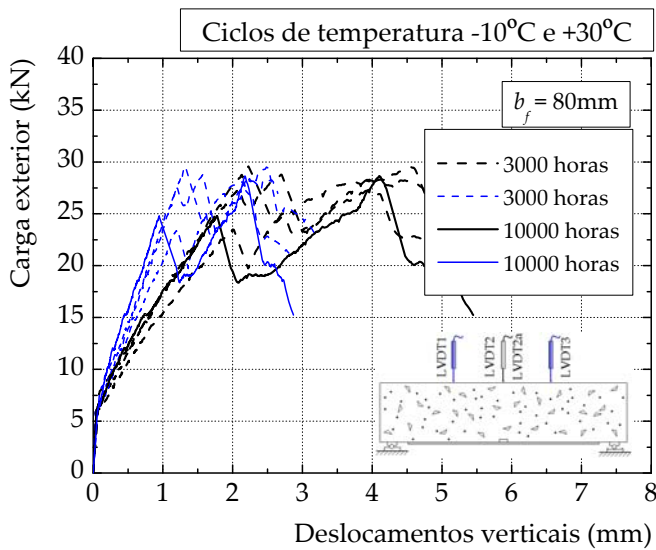
G.2.2. Ciclos de marés



G.2.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C



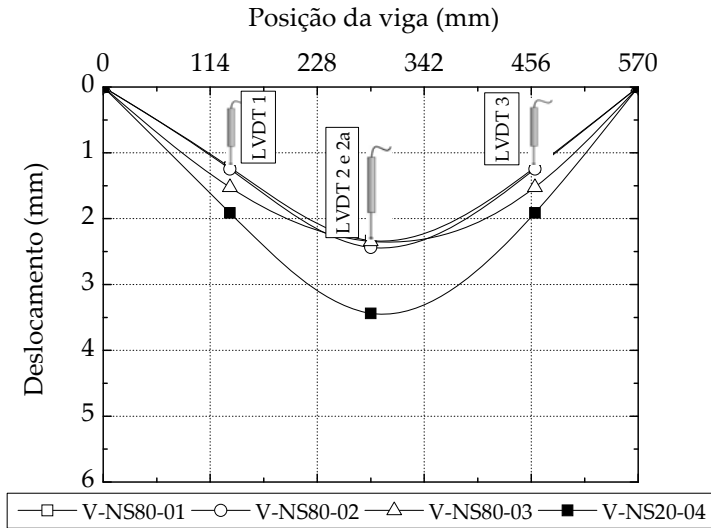
G.2.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C



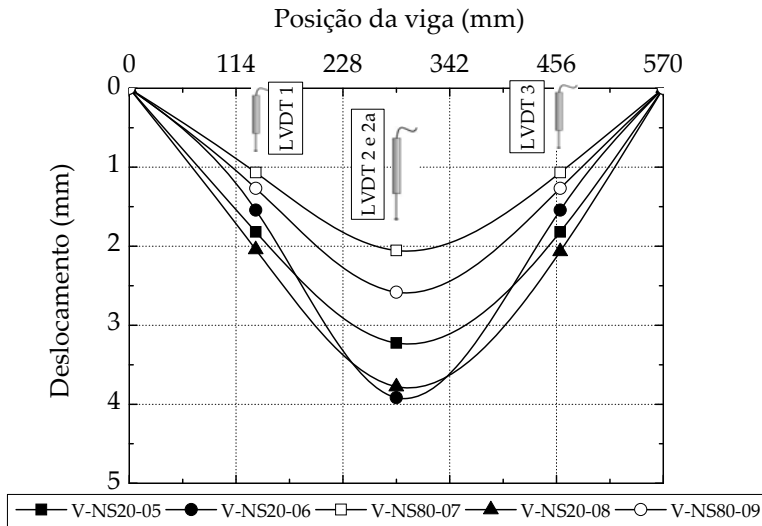
G.3. Deformadas

G.3.1. Ciclos de nevoeiro salino

G.3.1.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

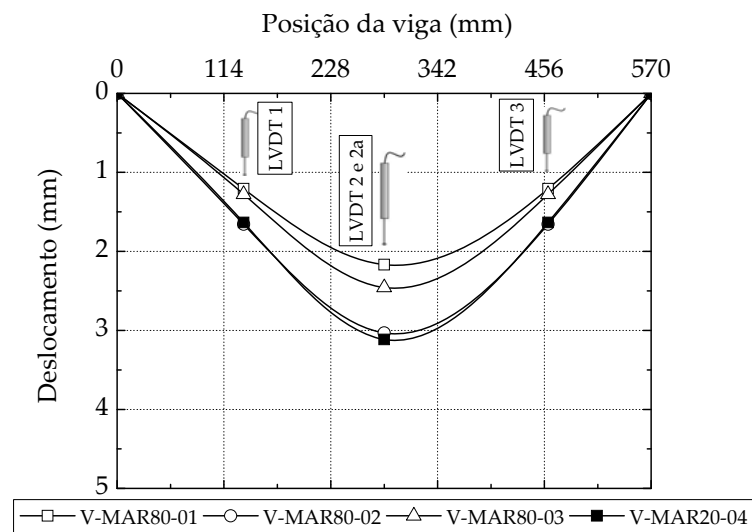


G.3.1.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

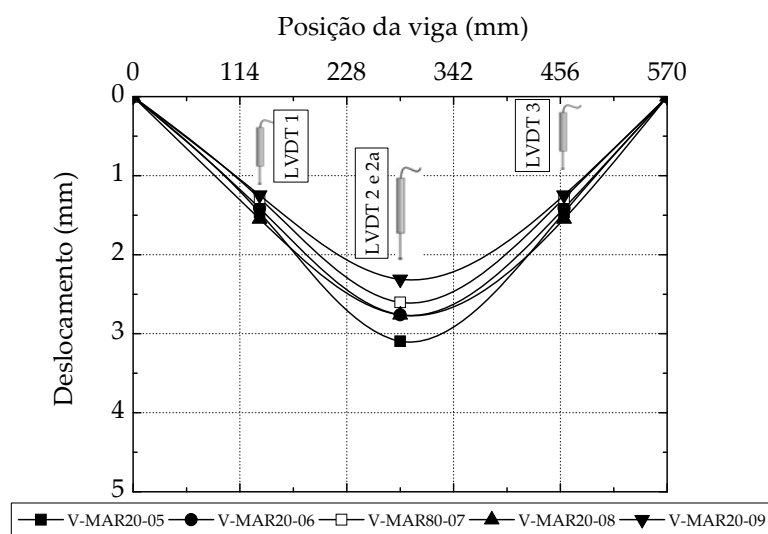


G.3.2. Ciclos de marés

G.3.2.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

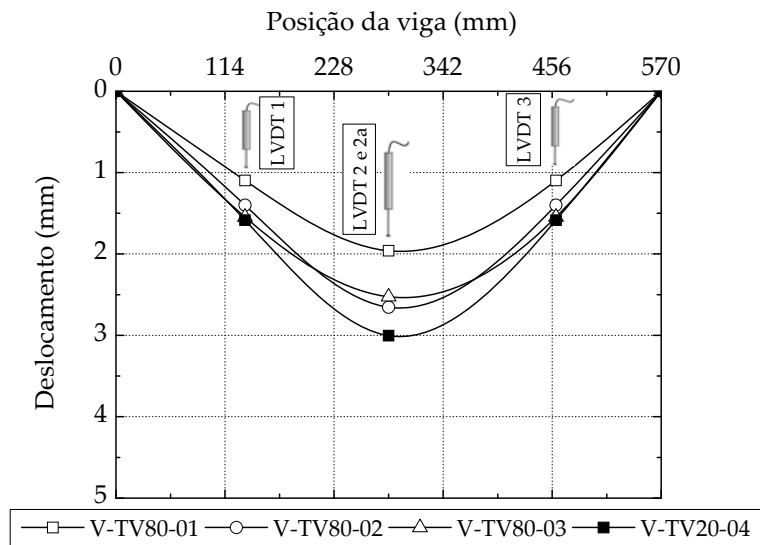


G.3.2.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

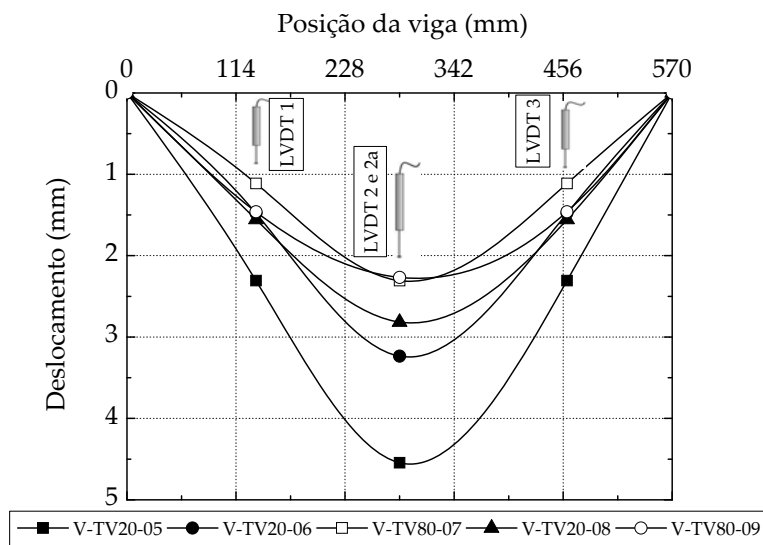


G.3.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C

G.3.3.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

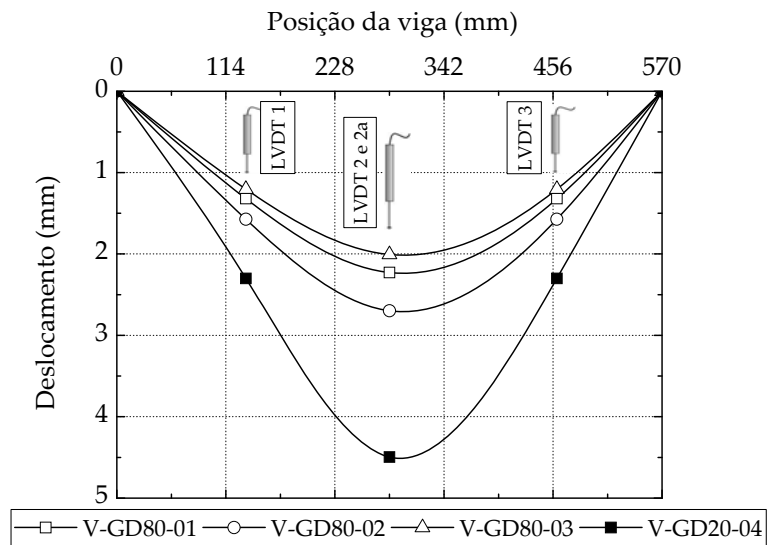


G.3.3.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

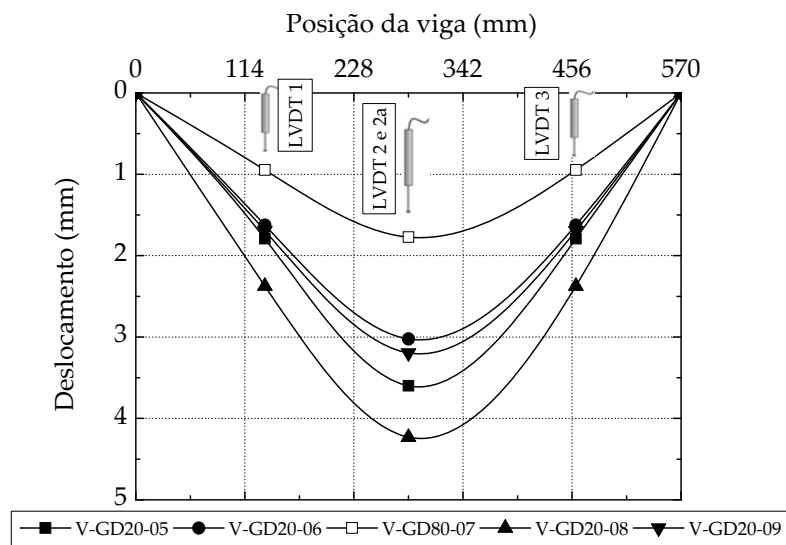


G.3.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C

G.3.4.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento



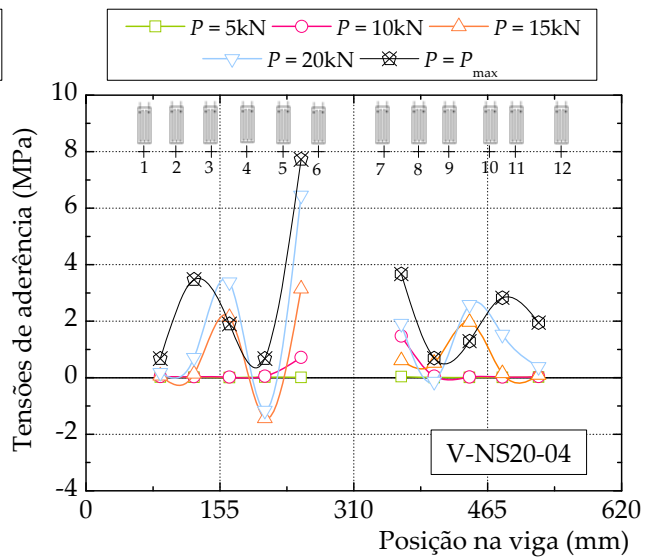
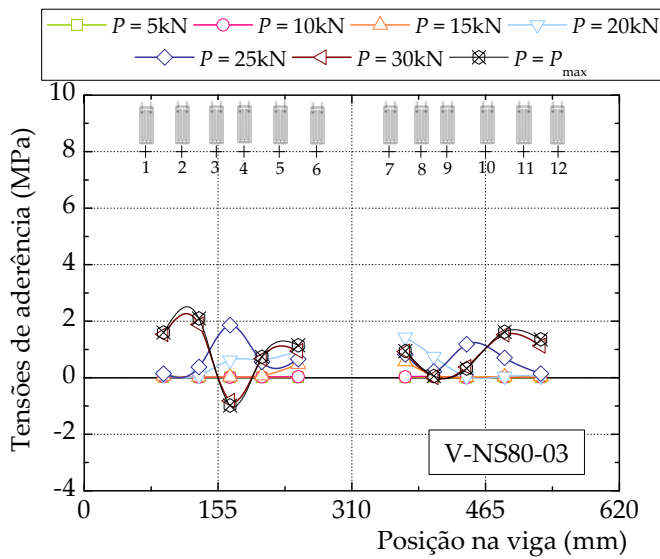
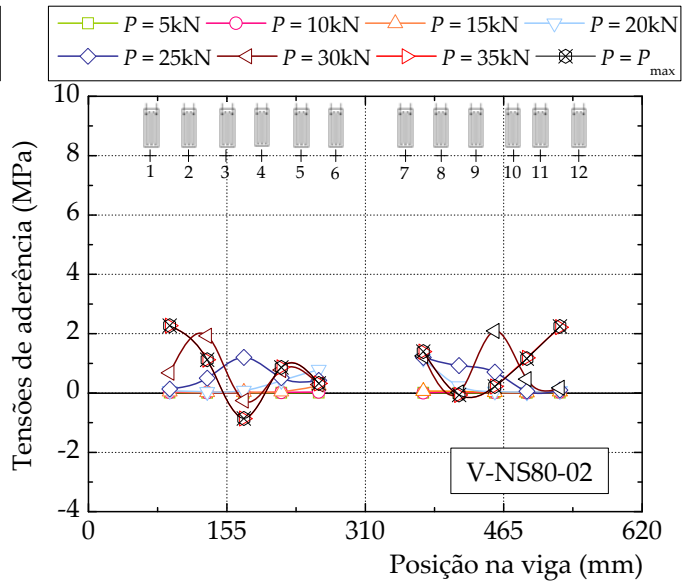
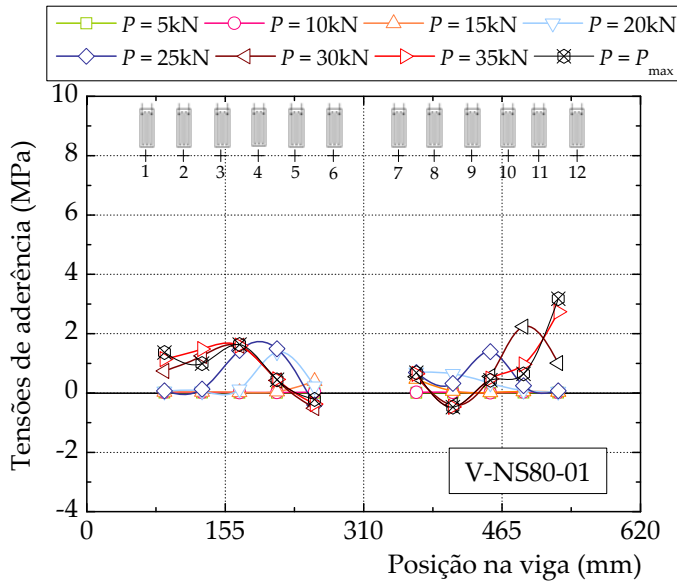
G.3.4.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento



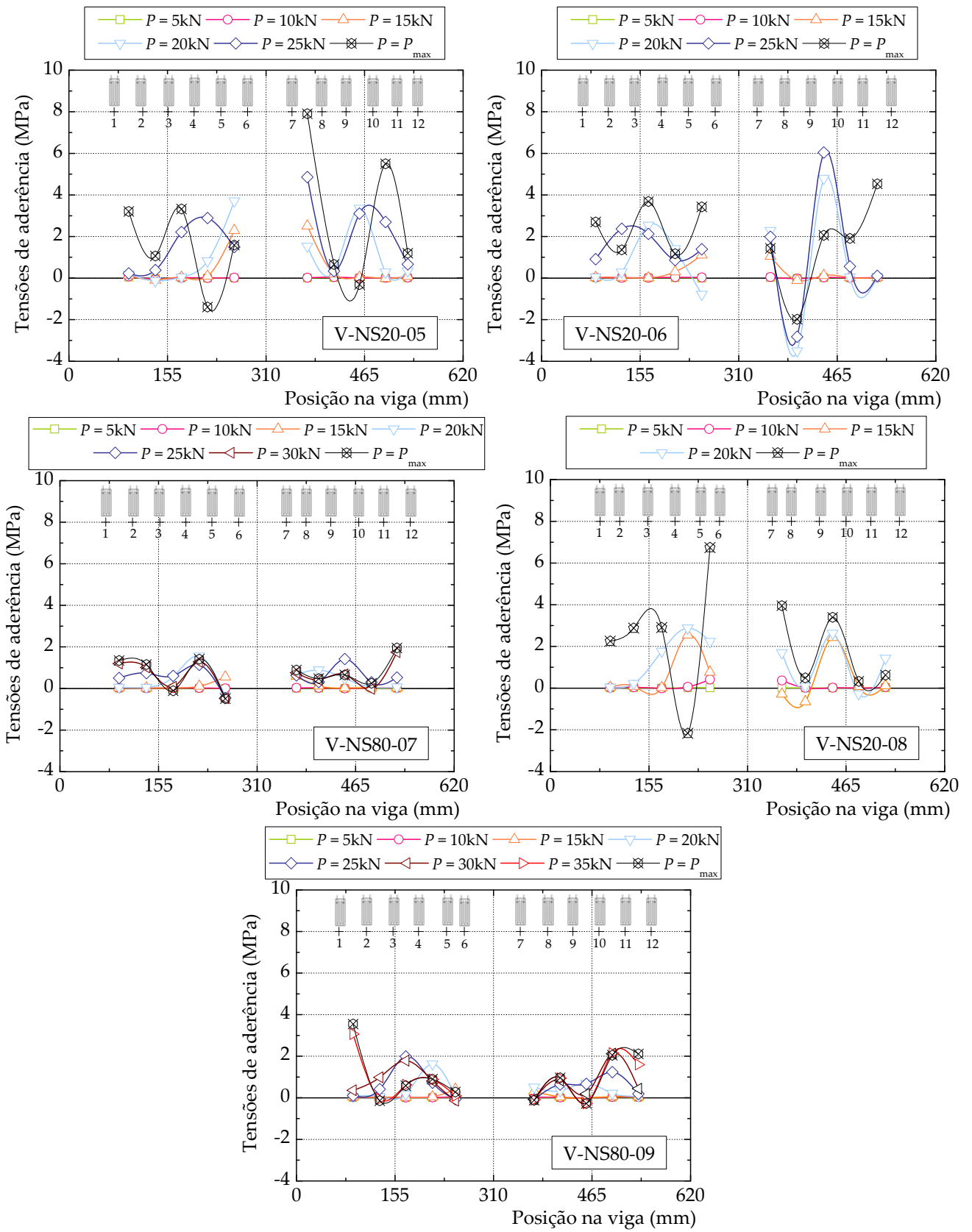
G.4. Tensões de aderência

G.4.1. Ciclos de nevoeiro salino

G.4.1.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

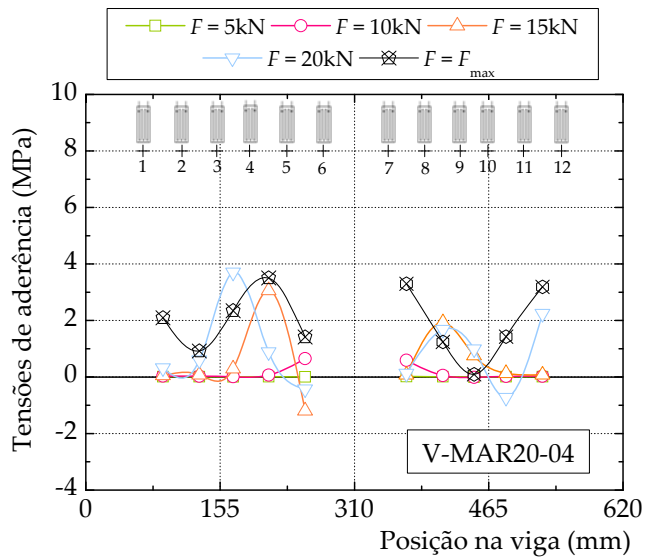
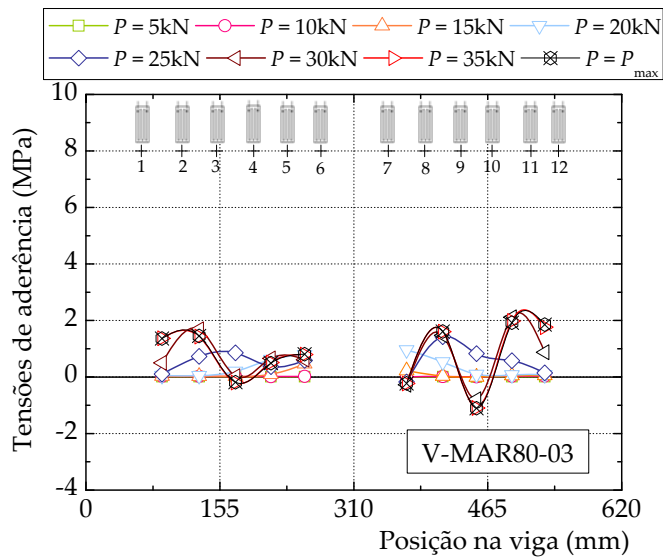
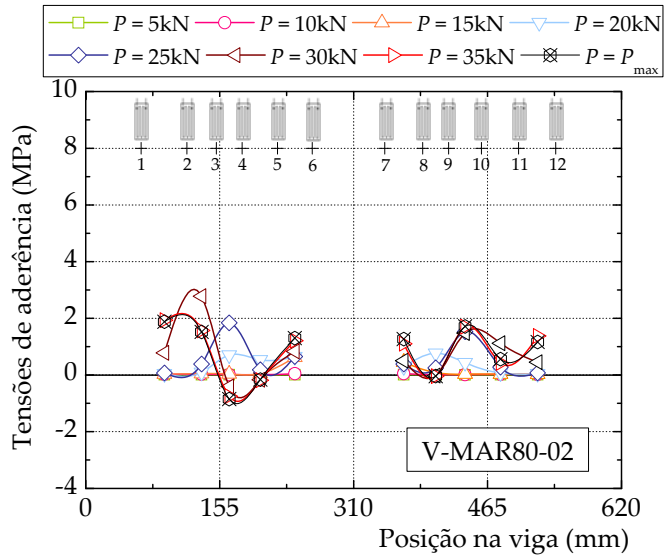
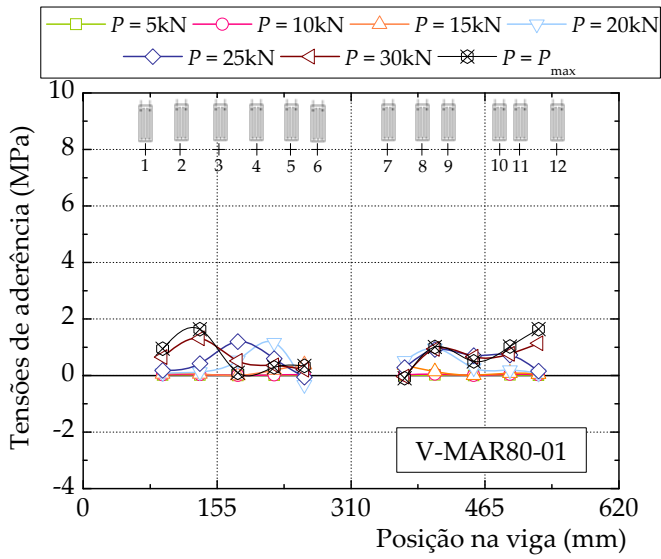


G.4.1.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

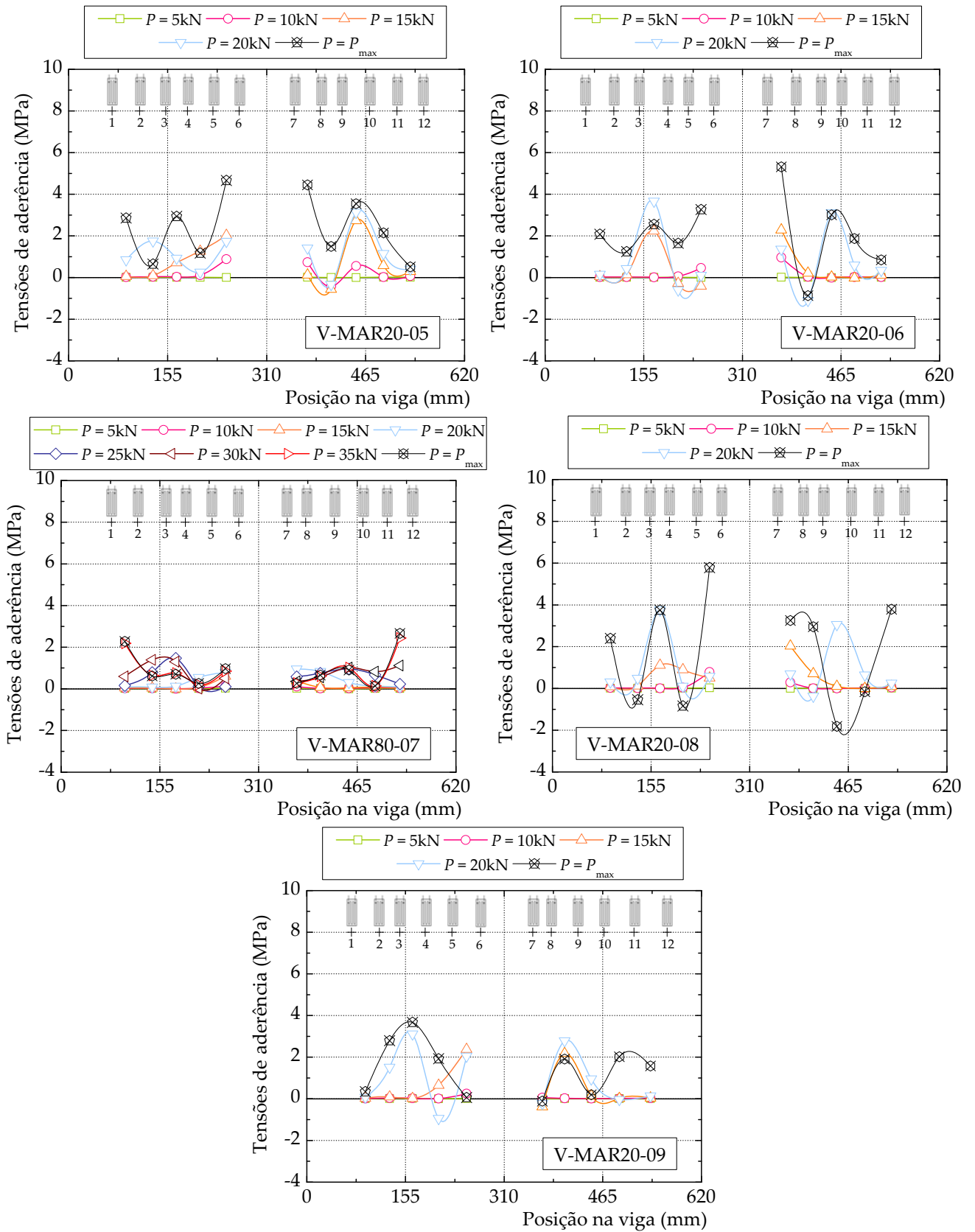


G.4.2. Ciclos de marés

G.4.2.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

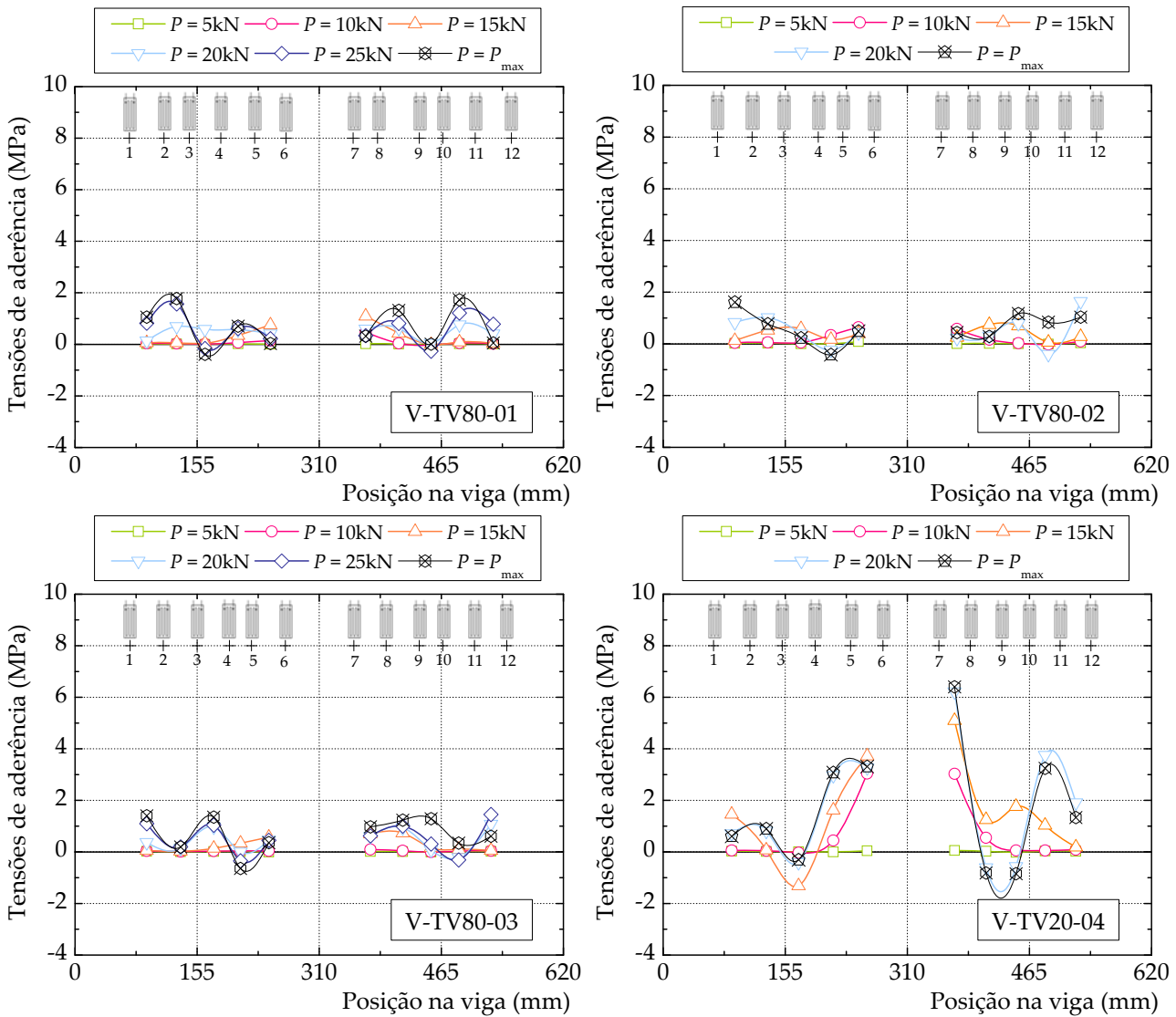


G.4.2.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

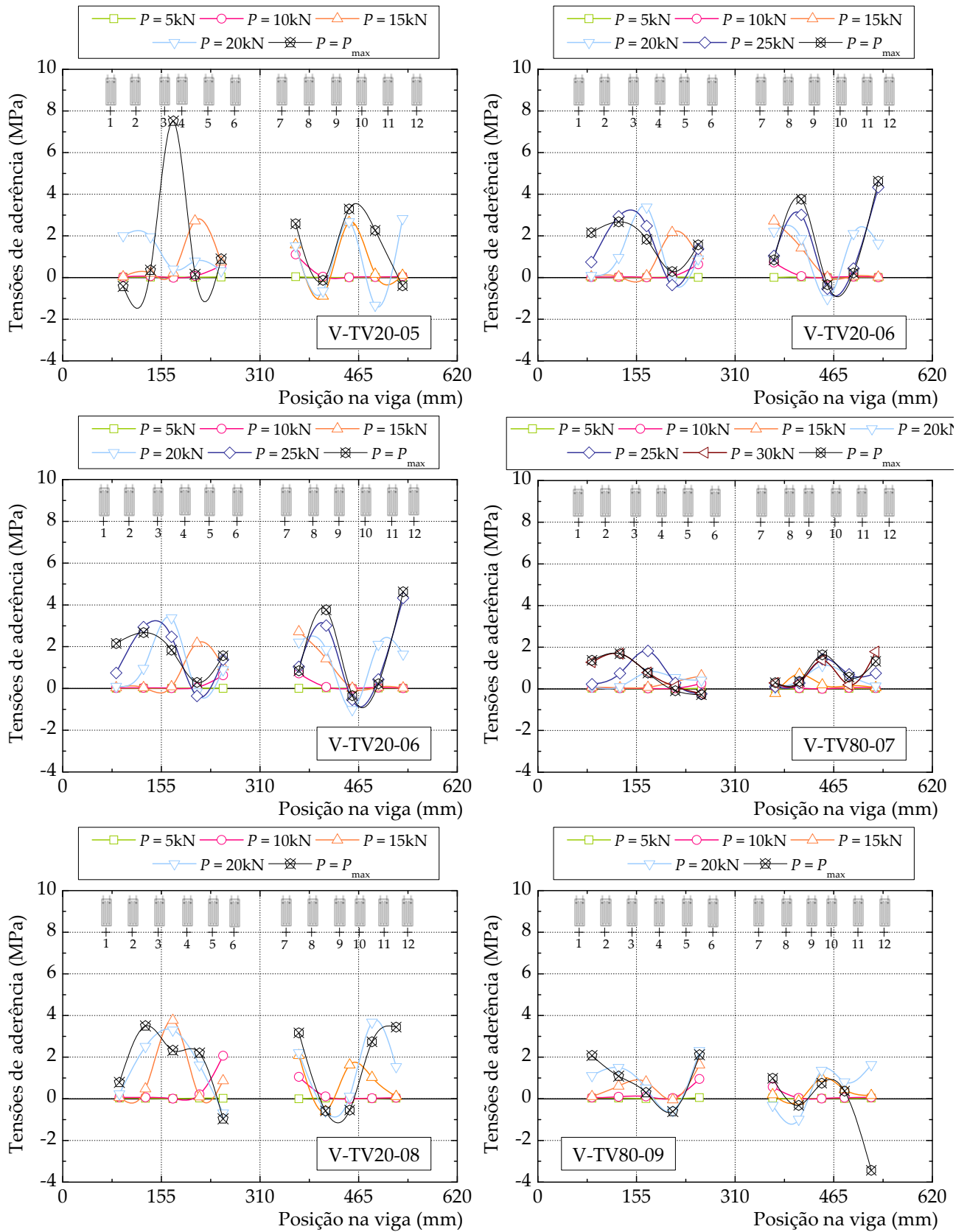


G.4.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C

G.4.3.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

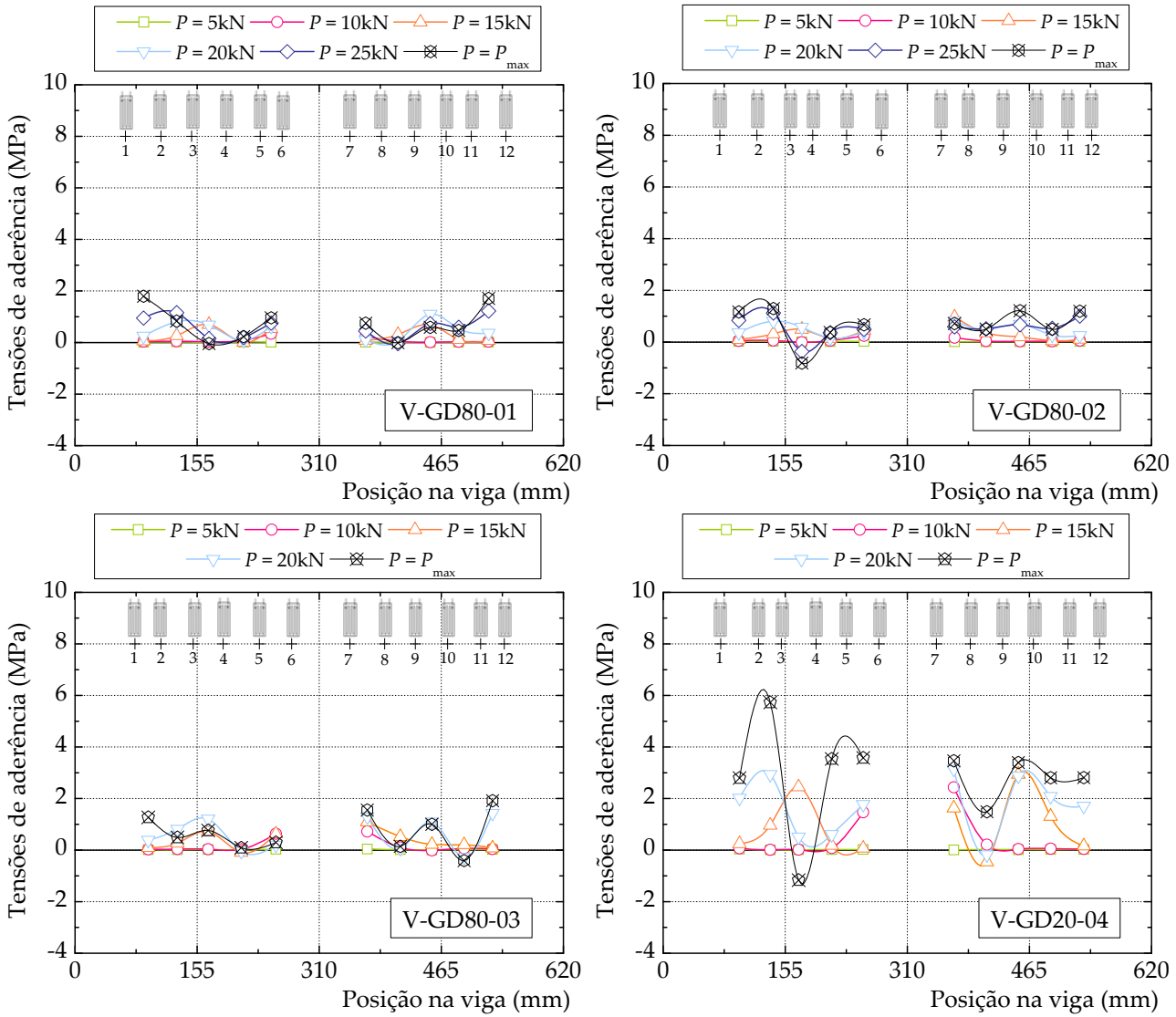


G.4.3.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

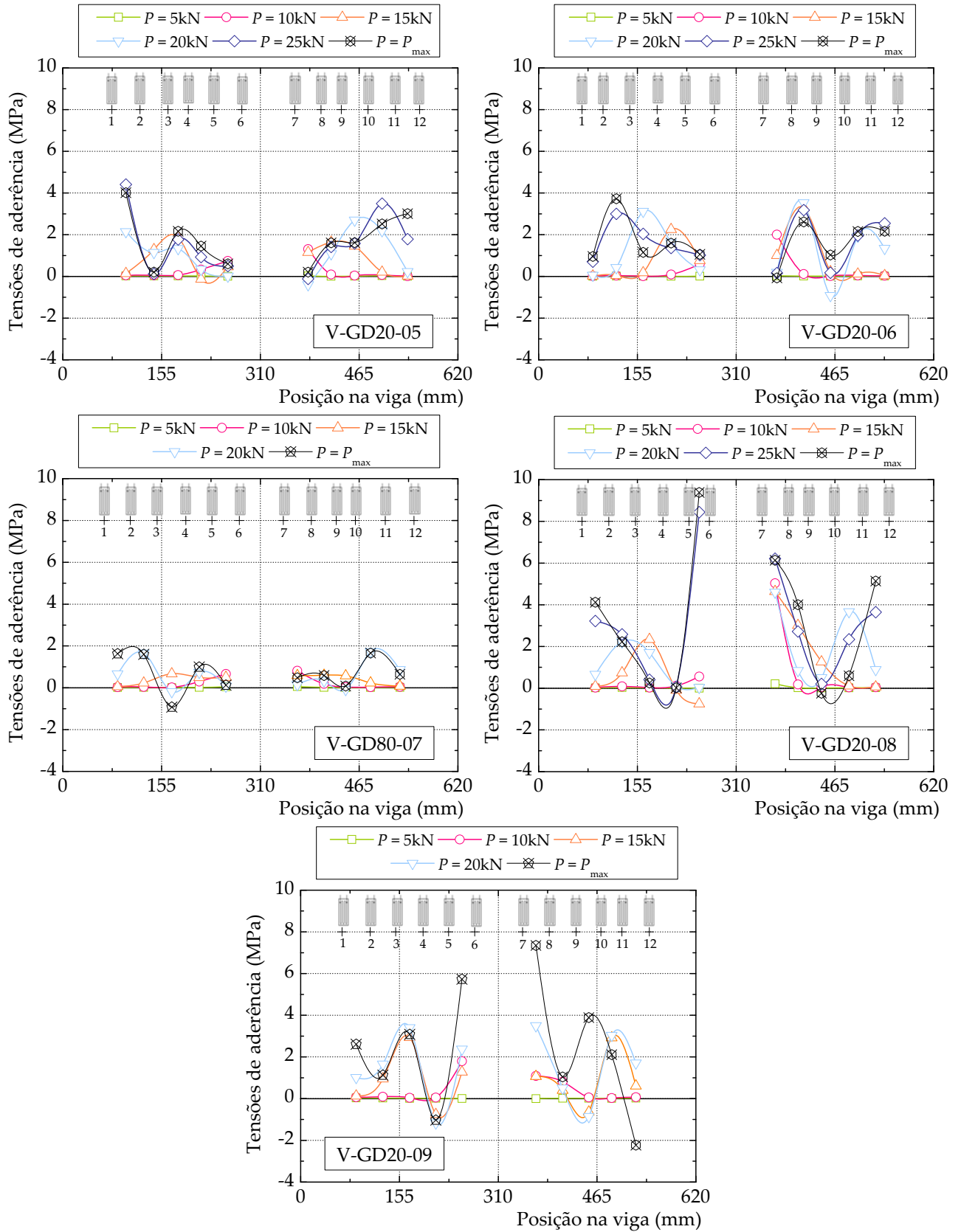


G.4.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C

G.4.4.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento



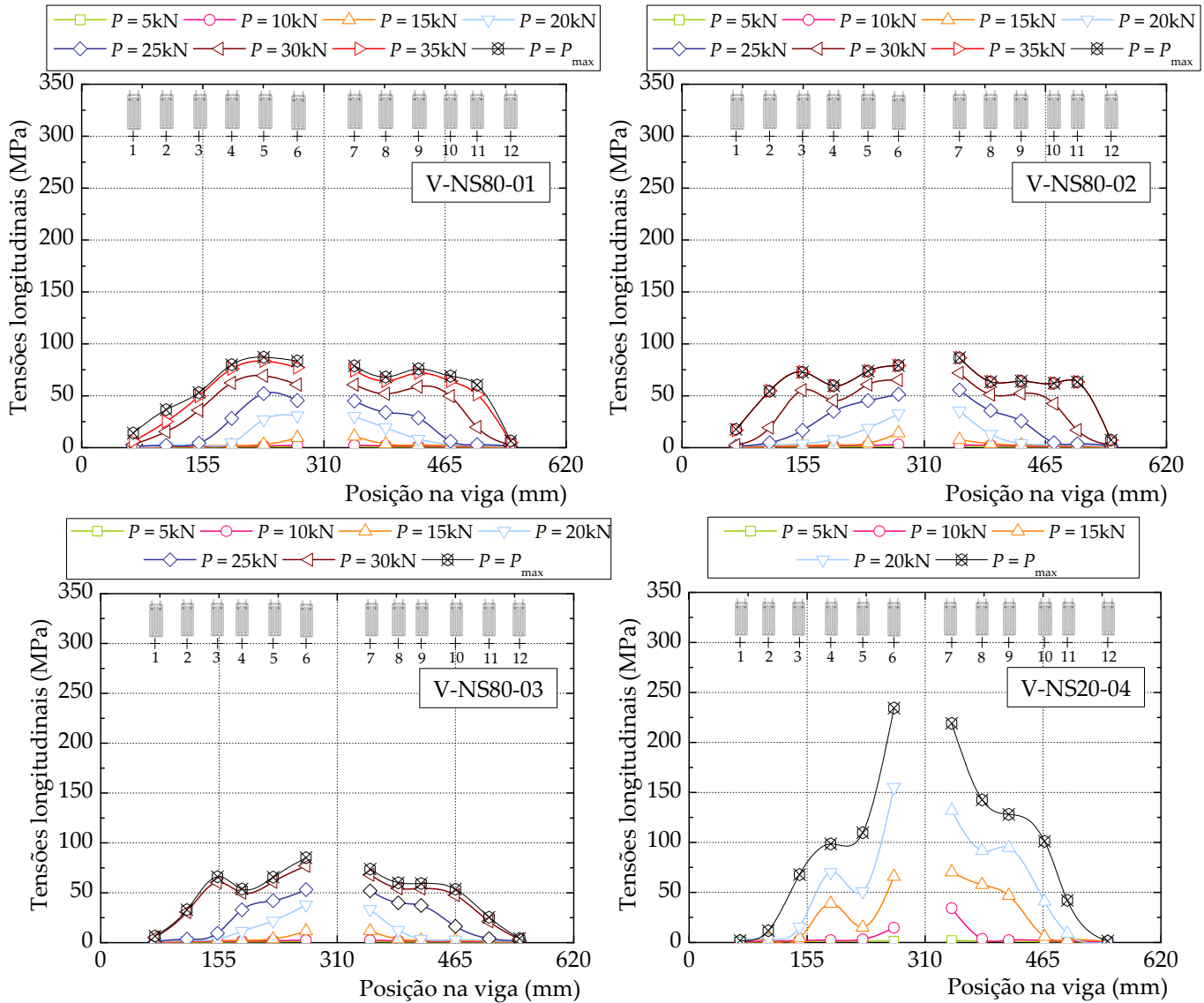
G.4.4.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento



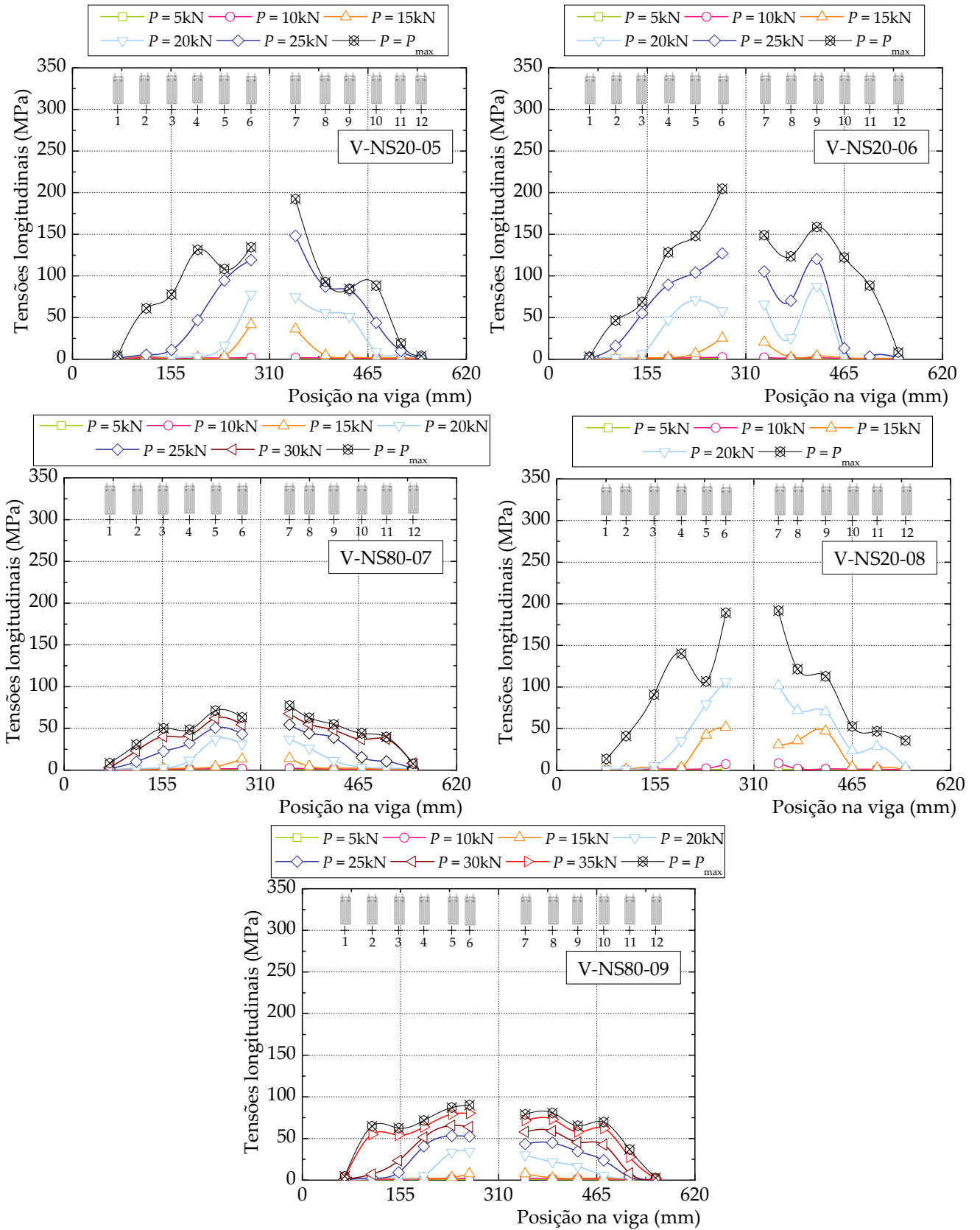
G.5. Tensões longitudinais

G.5.1. Ciclos de neveiro salino

G.5.1.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

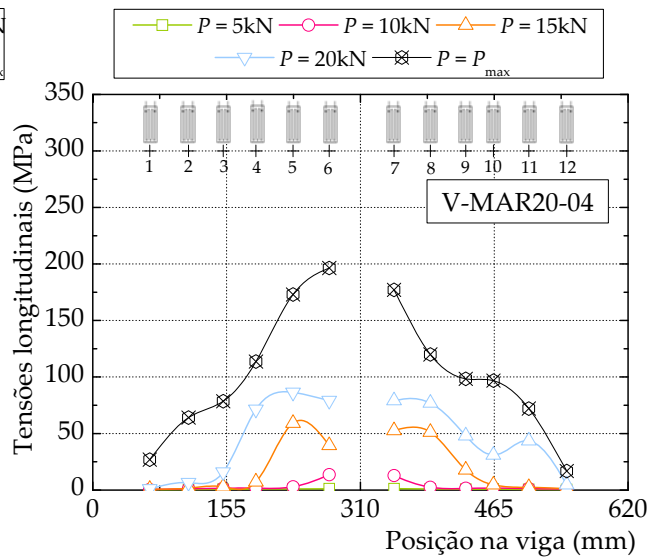
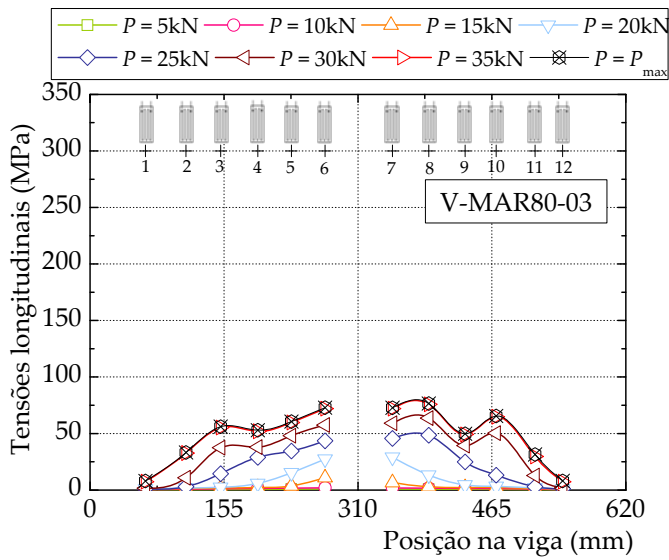
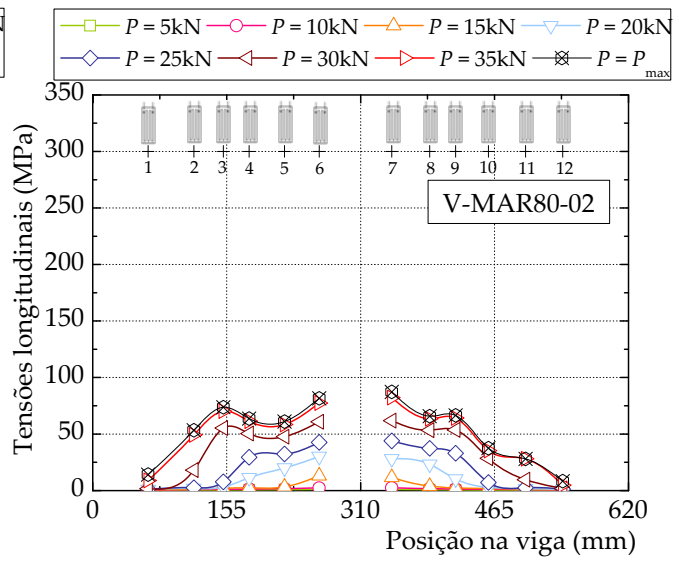
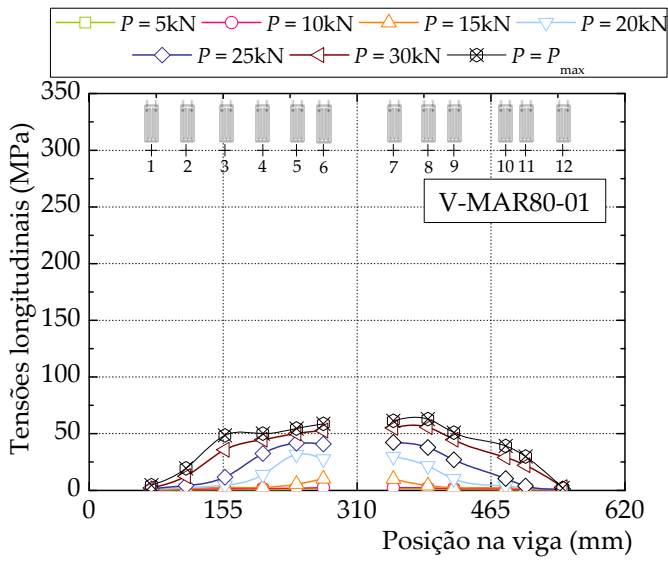


G.5.1.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

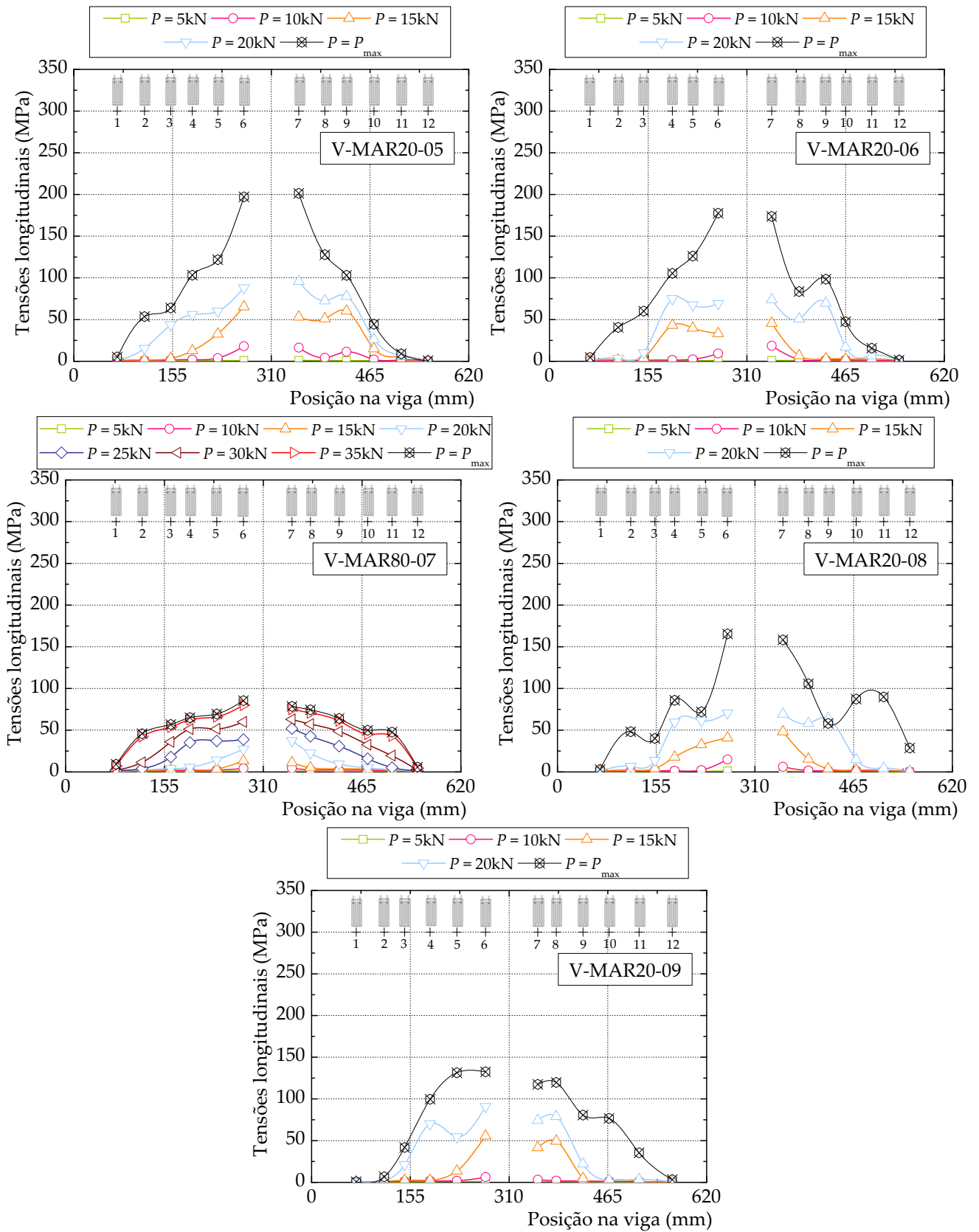


G.5.2. Ciclos de marés

G.5.2.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

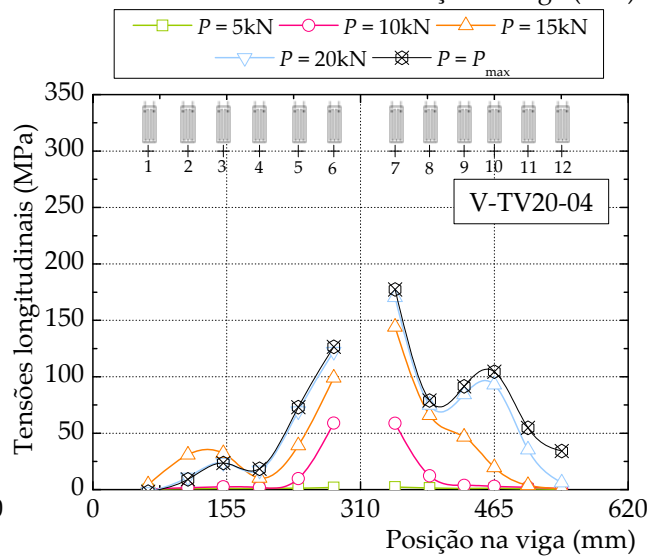
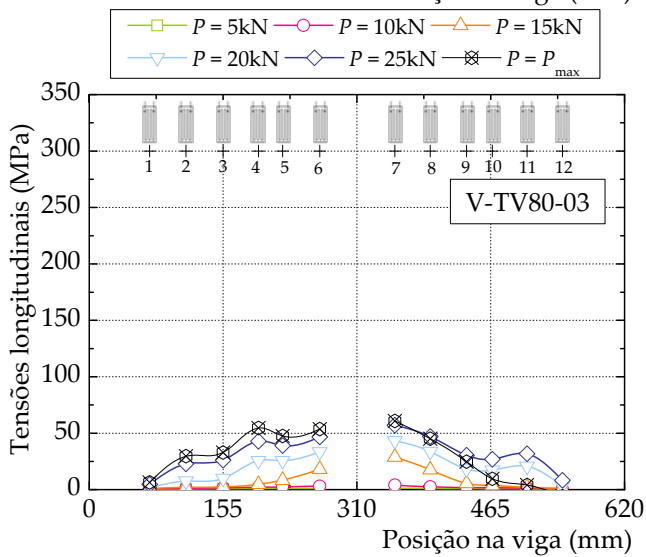
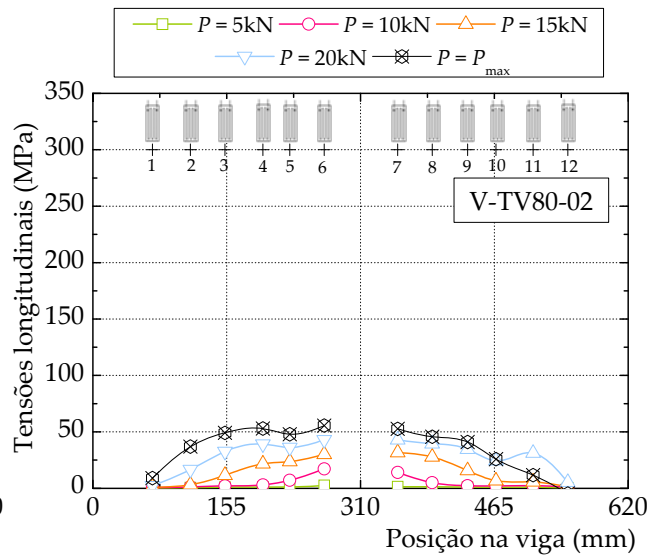
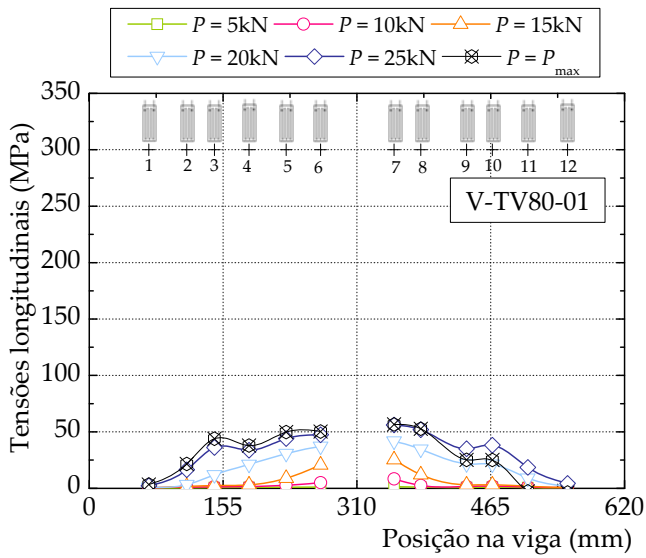


G.5.2.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

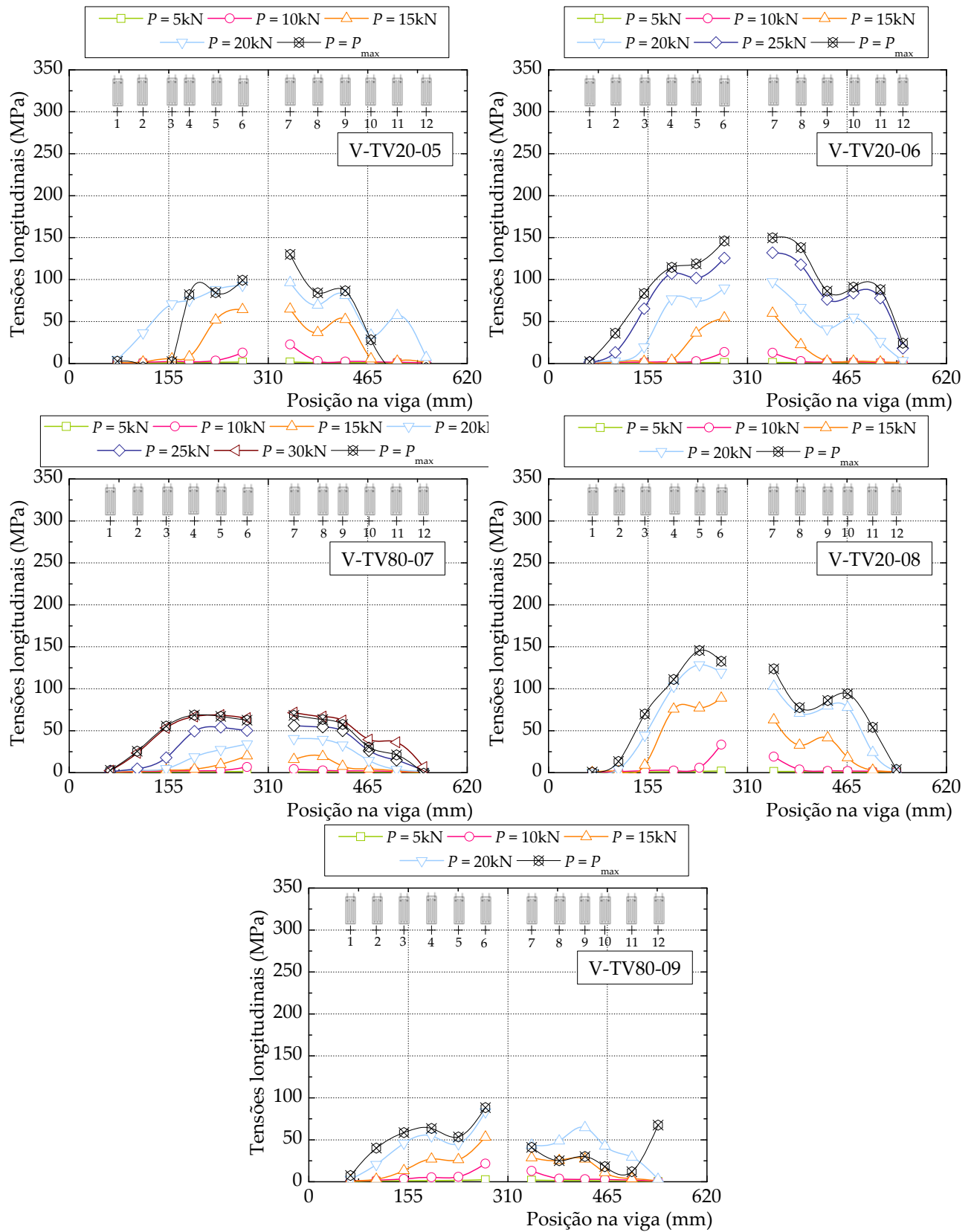


G.5.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C

G.5.3.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

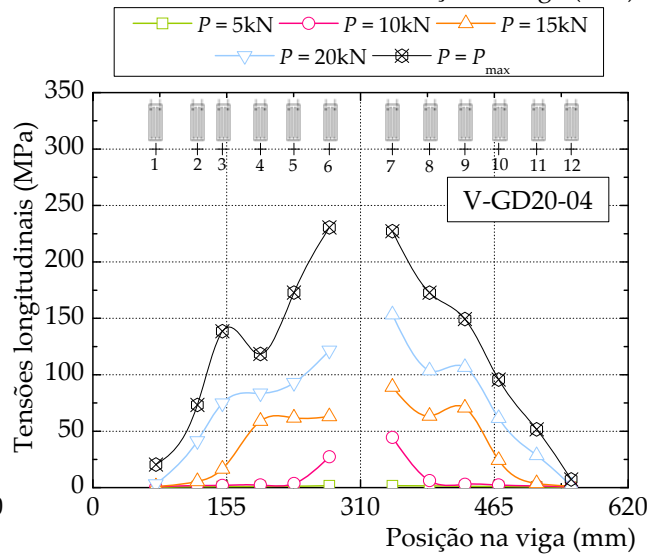
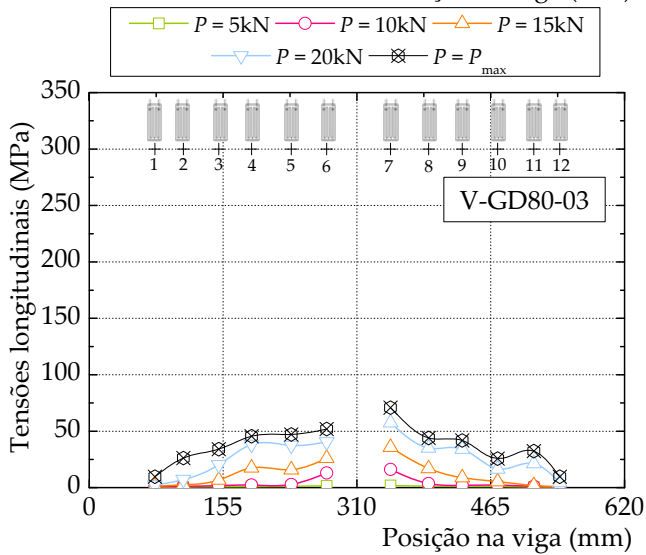
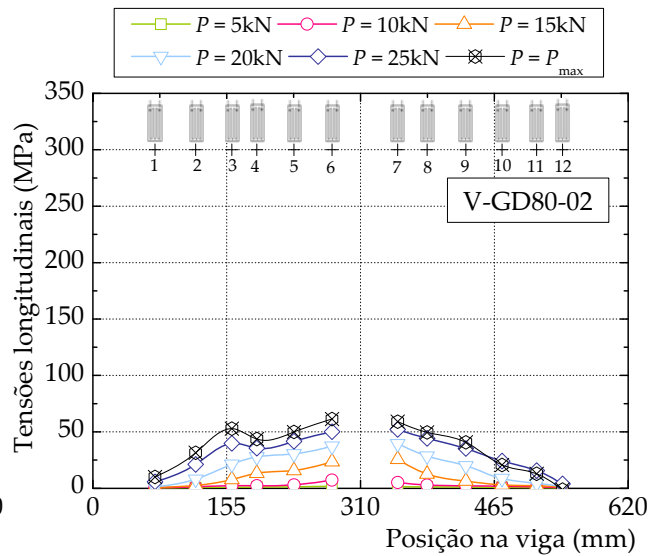
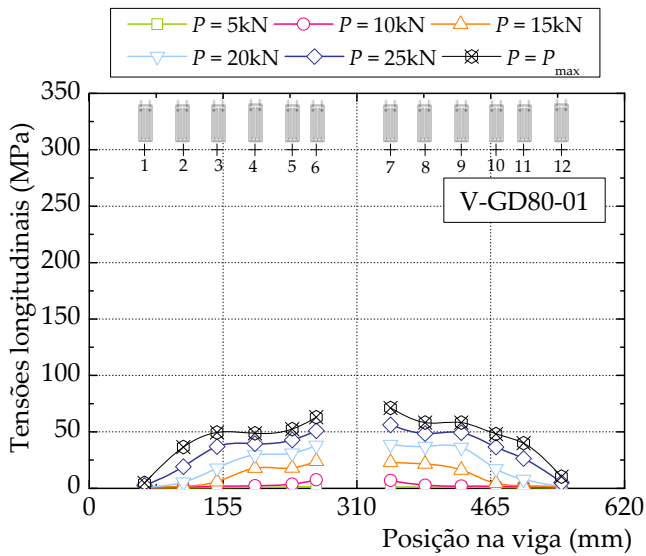


G.5.3.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

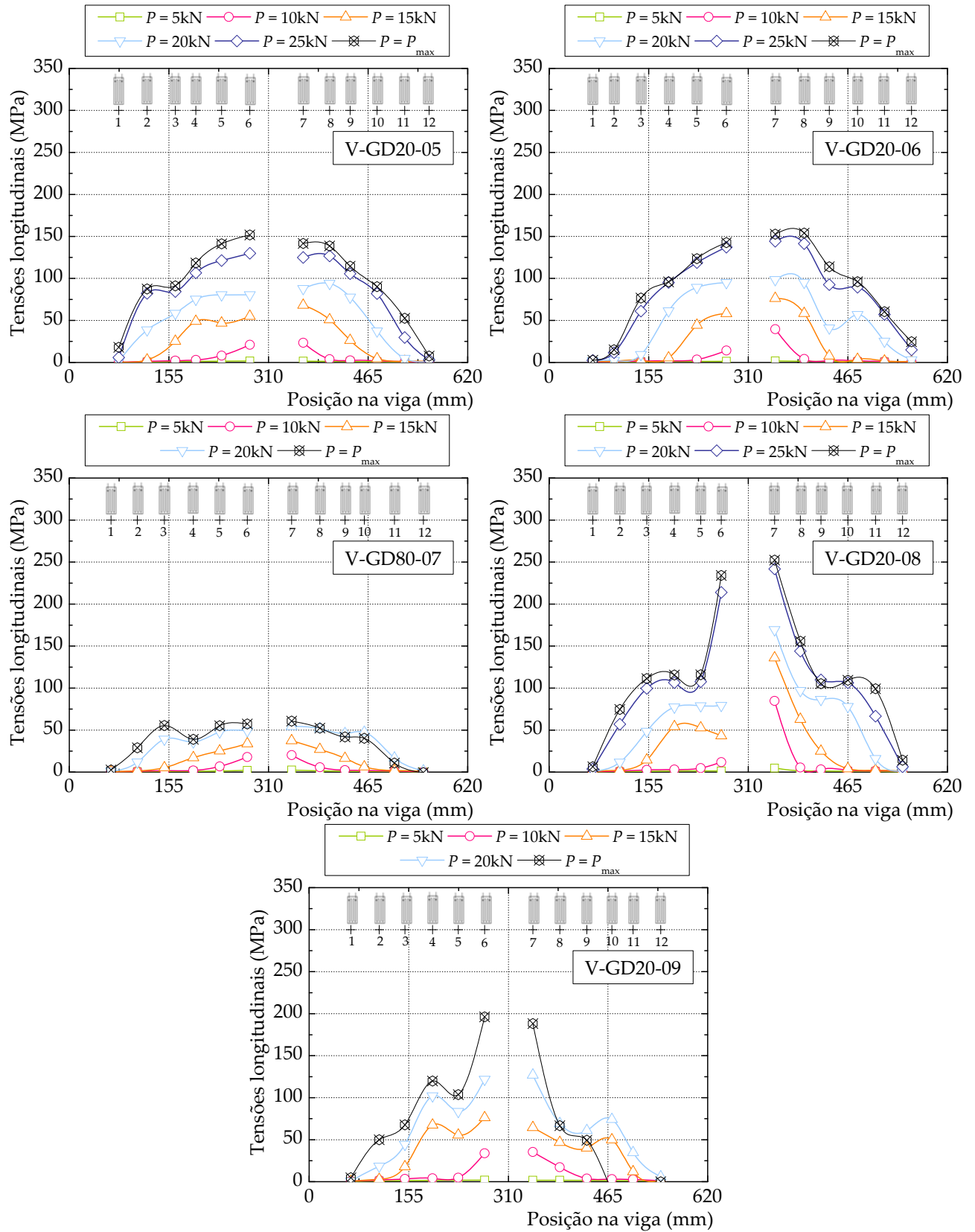


G.5.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C

G.5.4.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento



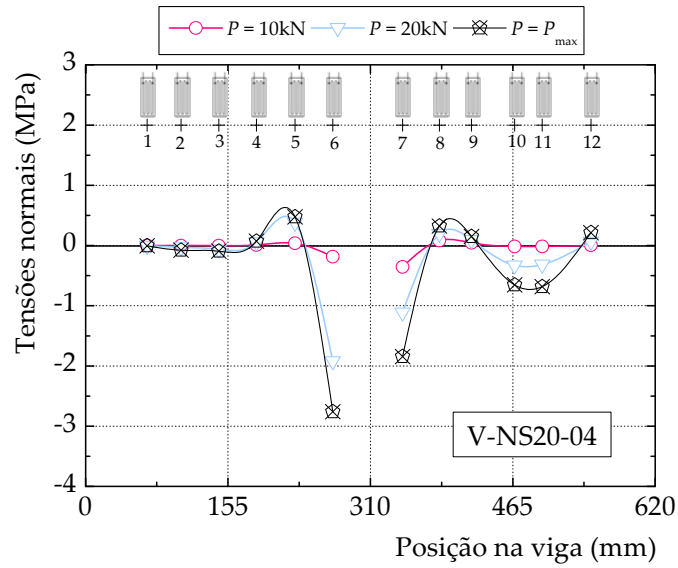
G.5.4.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento



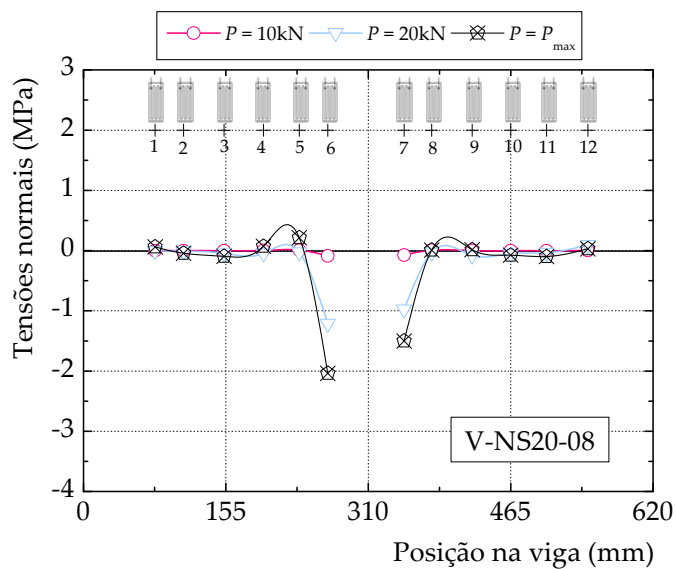
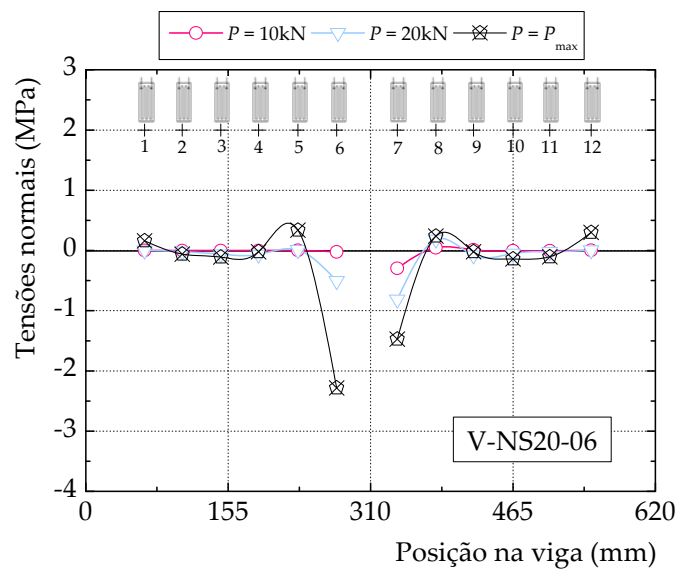
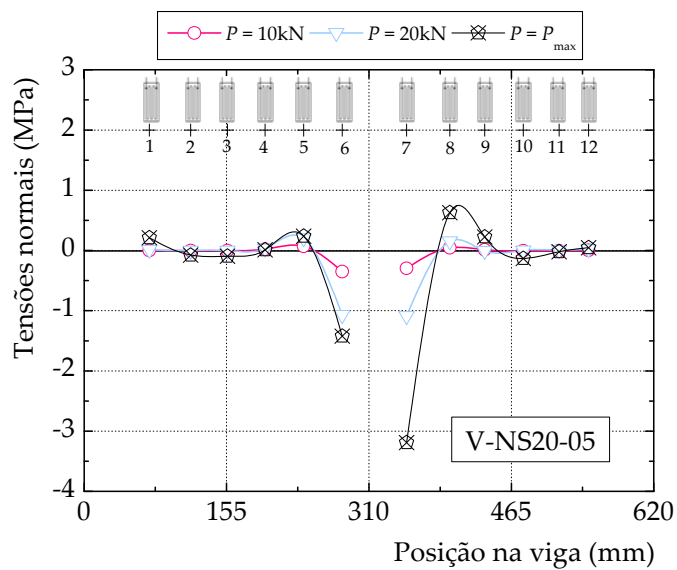
G.6. Tensões normais

G.6.1. Ciclos de nevoeiro salino

G.6.1.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

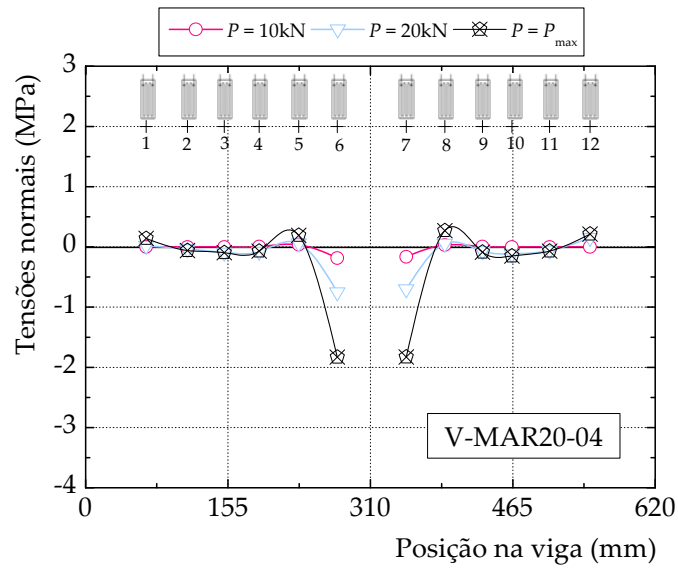


G.6.1.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

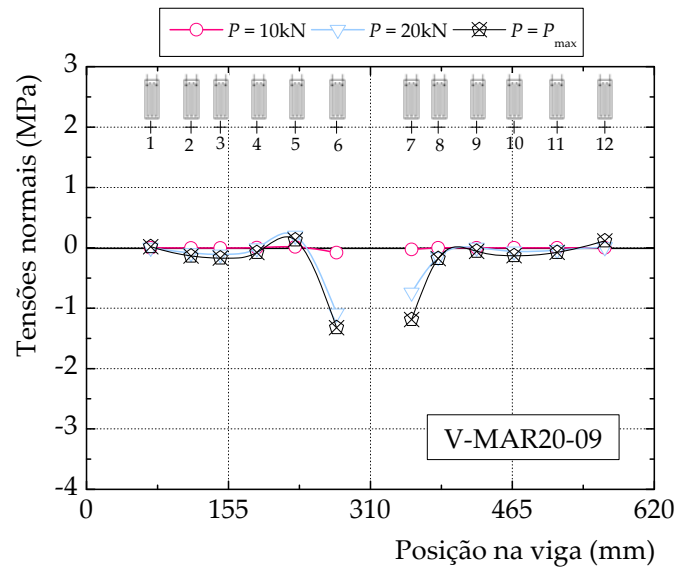
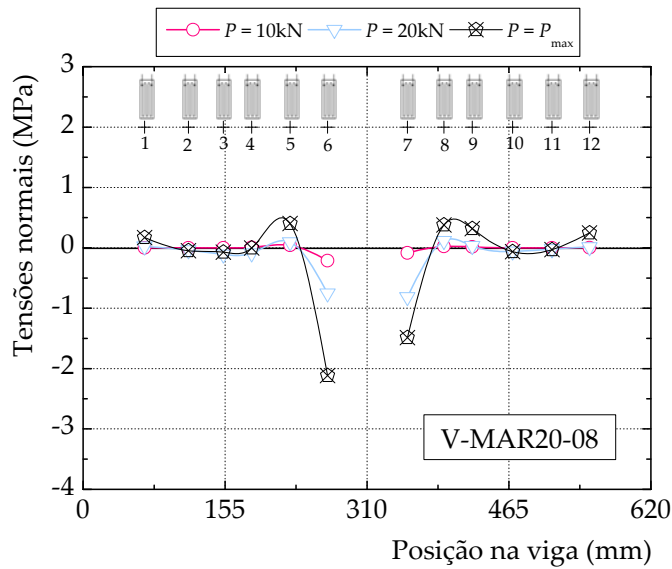
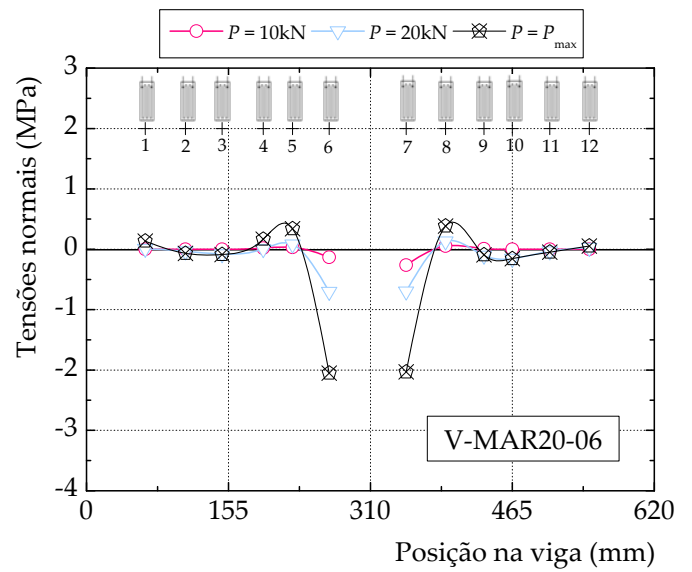
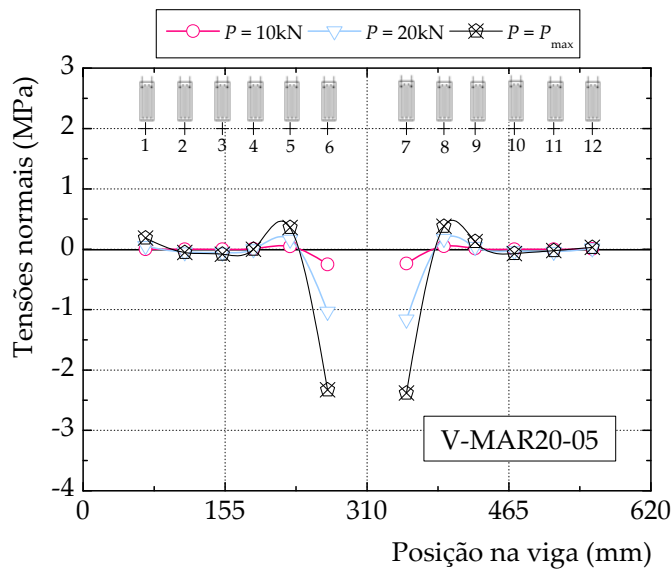


G.6.2. Ciclos de marés

G.6.2.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

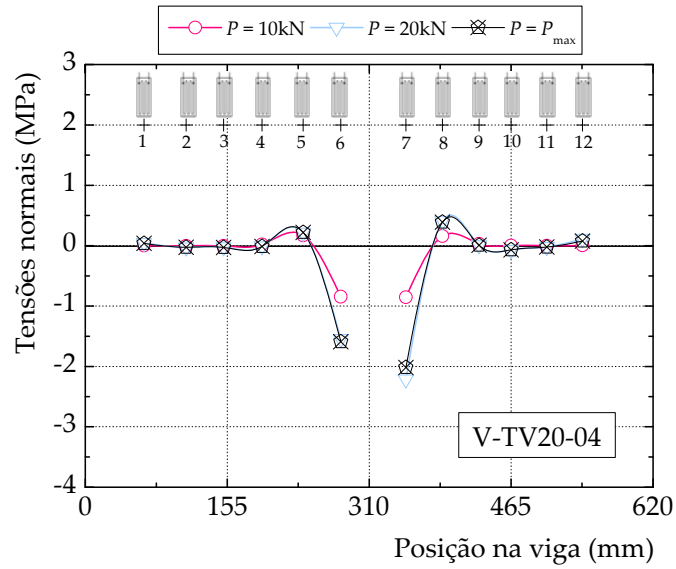


G.6.2.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

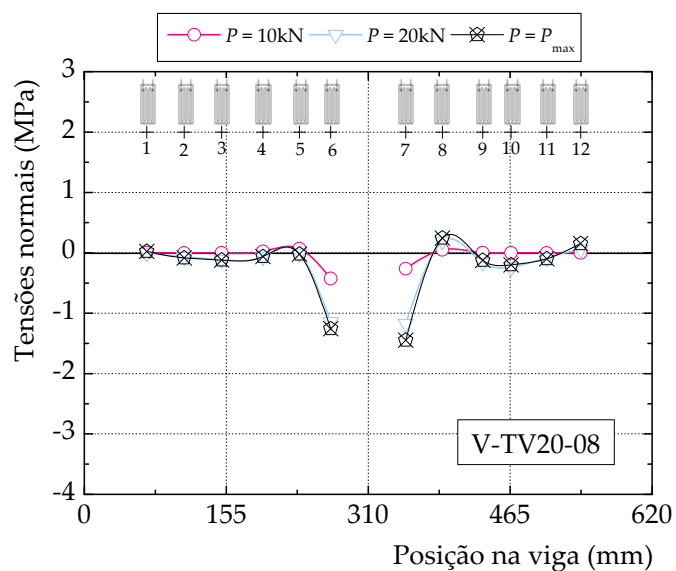
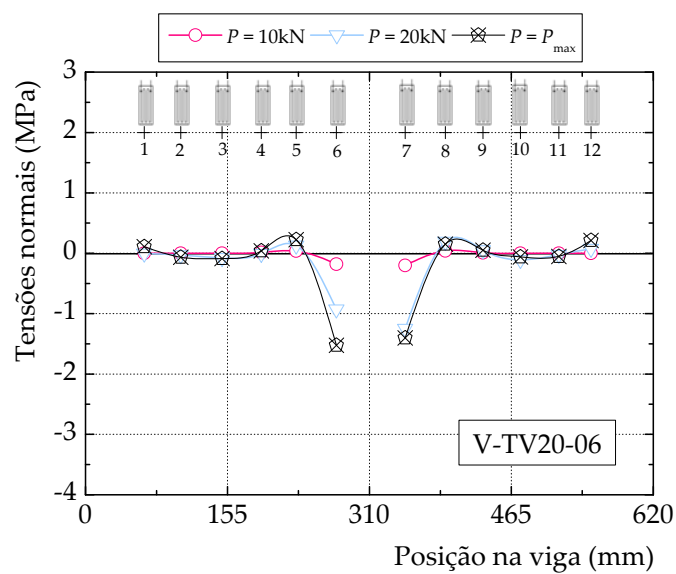
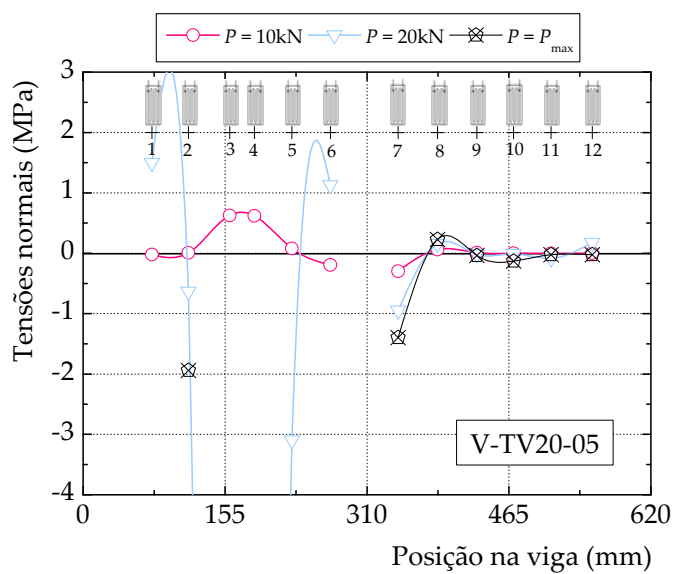


G.6.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C

G.6.3.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento

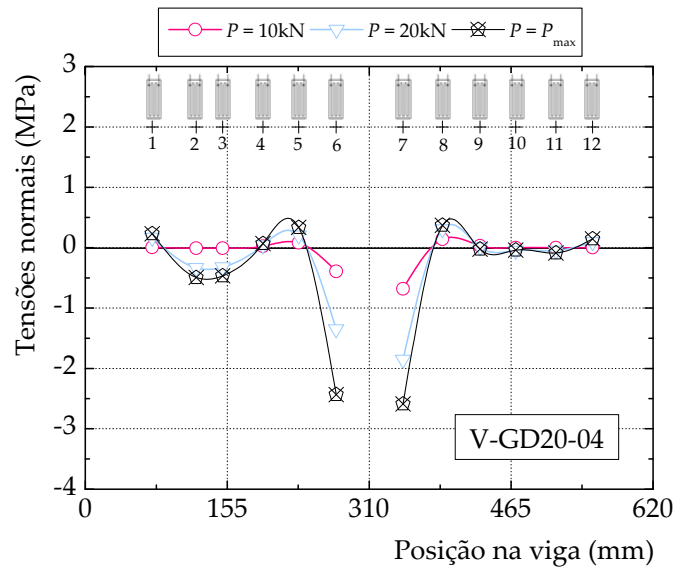


G.6.3.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento

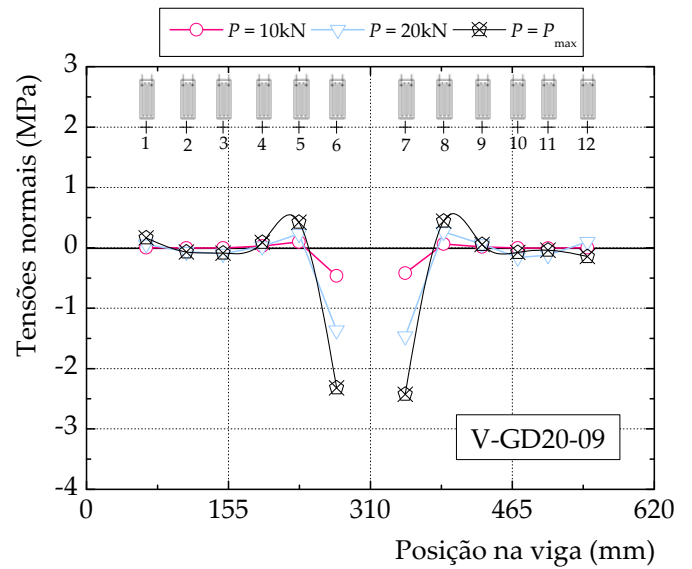
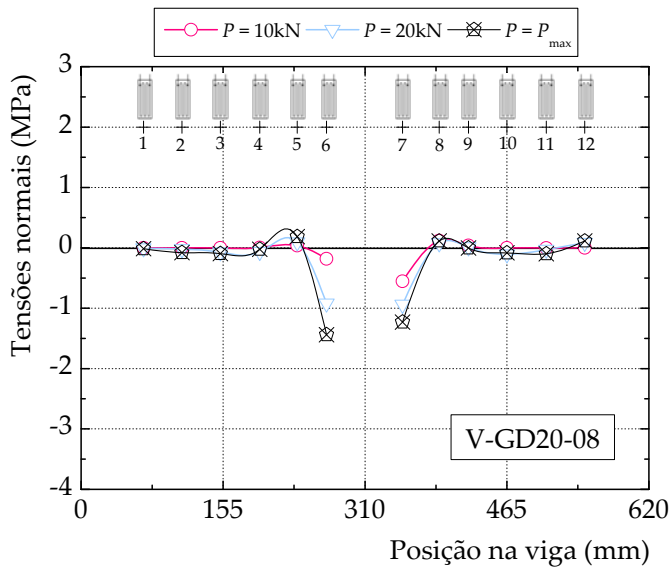
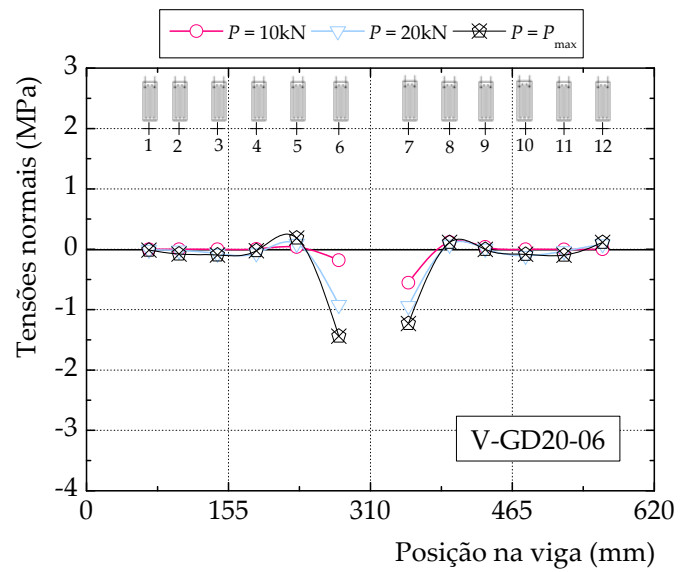
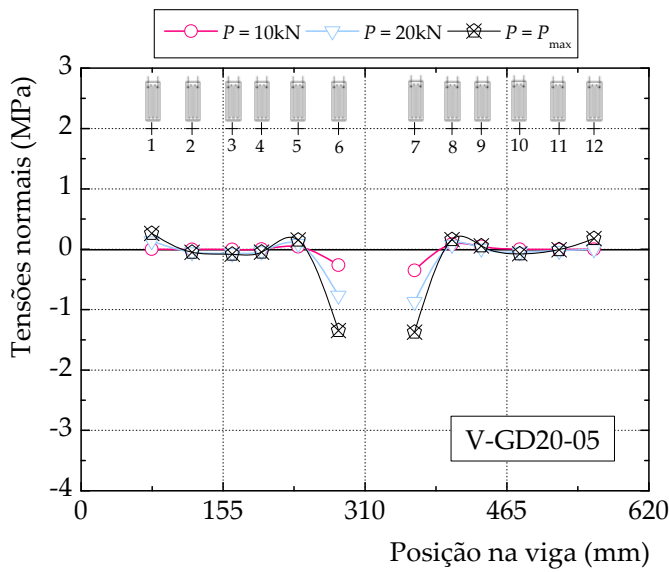


G.6.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C

G.6.4.1. Vigas com 3000 horas de envelhecimento



G.6.4.2. Vigas com 10000 horas de envelhecimento



Apêndice H

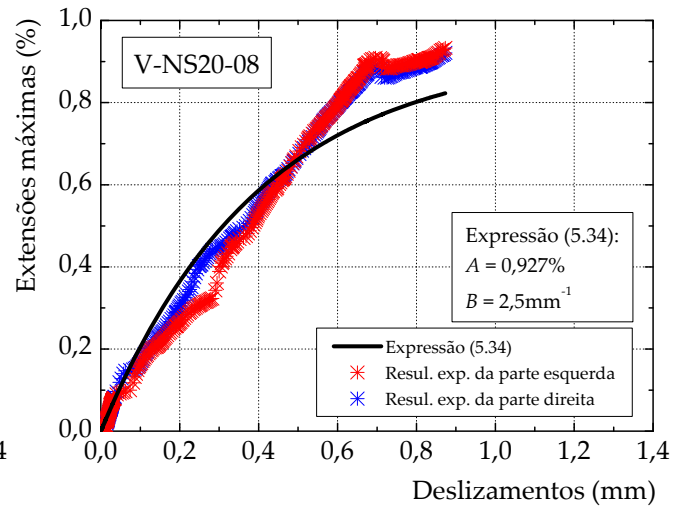
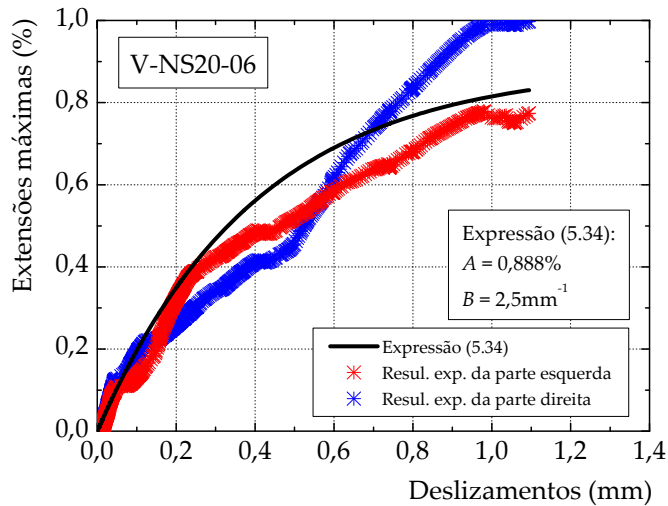
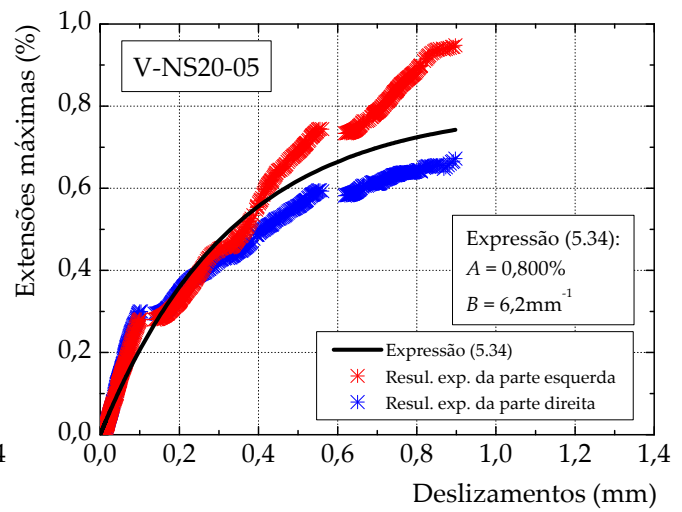
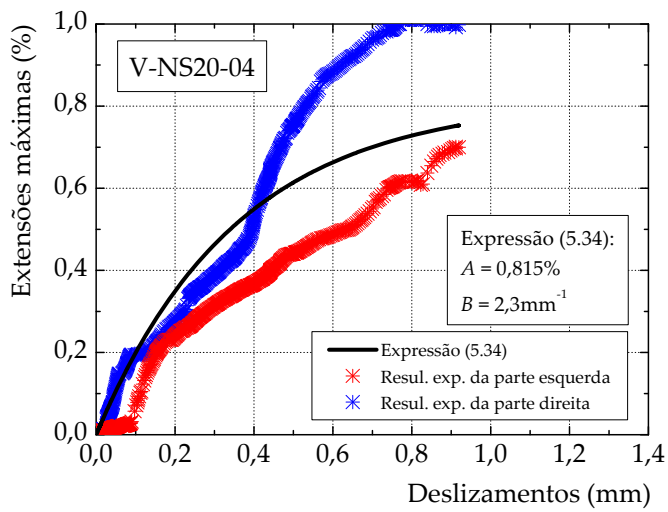
Determinação das leis de *bond-slip*

H.1. Introdução

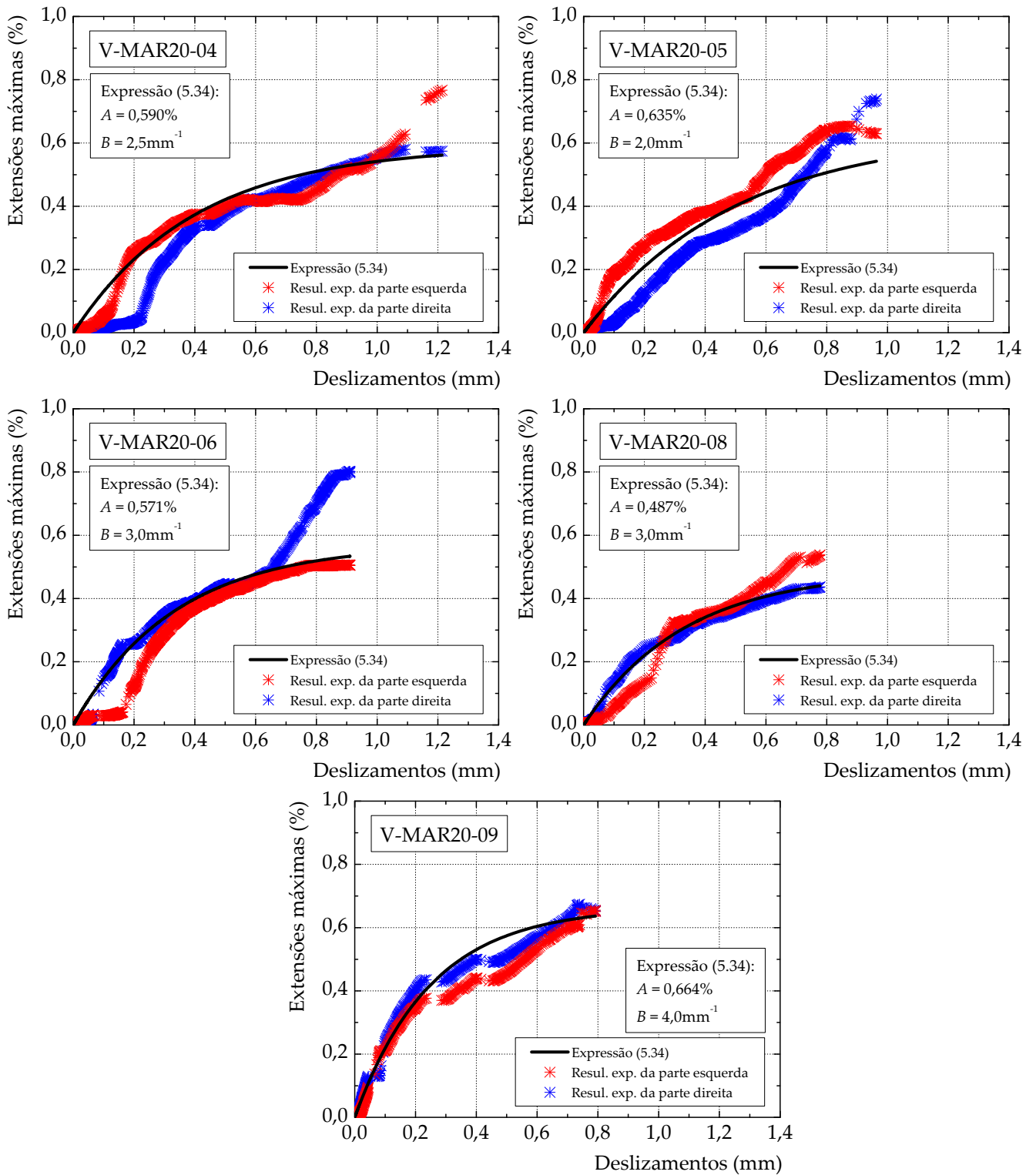
O apêndice está dividido em duas partes essenciais onde se apresentam, em primeiro lugar, as curvas extensão-deslizamento dos ensaios de flexão. Sobrepõem-se às curvas experimentais as respectivas curvas teóricas de acordo com Ueda e Dai [30]. Na segunda parte do apêndice, mostram-se as leis *bond-slip* obtidas de acordo com a proposta de Ueda e Dai [30]. Em ambos os casos, organizou-se o apêndice mostrando as curvas de cada ensaio por tipo de exposição ambiental. As curvas extensão-deslizamento são apresentadas de forma isolada para cada ensaio enquanto que as curvas *bond-slip* dos ensaios experimentais estão sobrepostas segundo a duração da exposição ambiental.

H.2. Curvas extensão-deslizamento

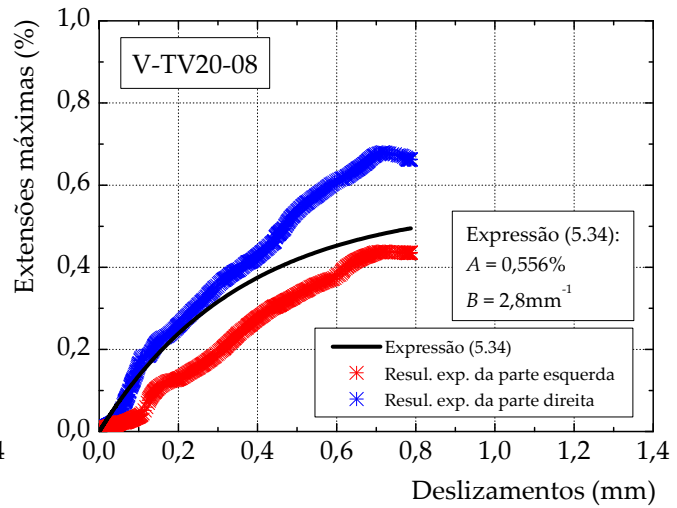
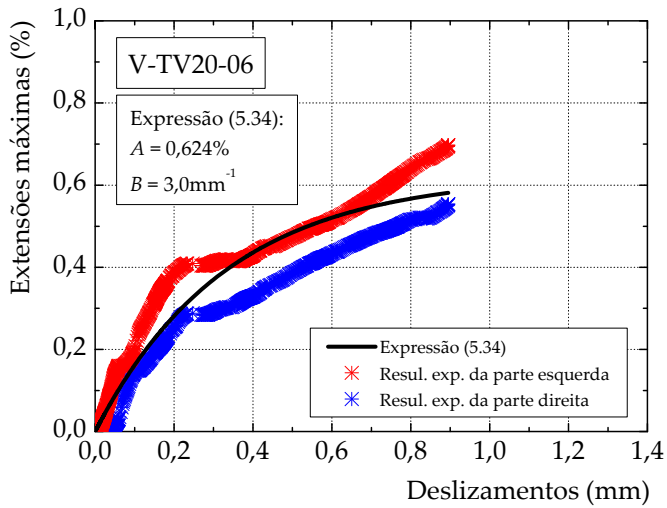
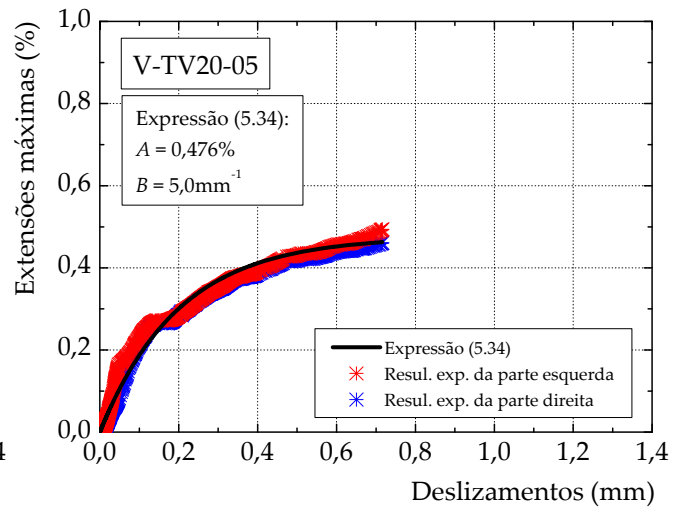
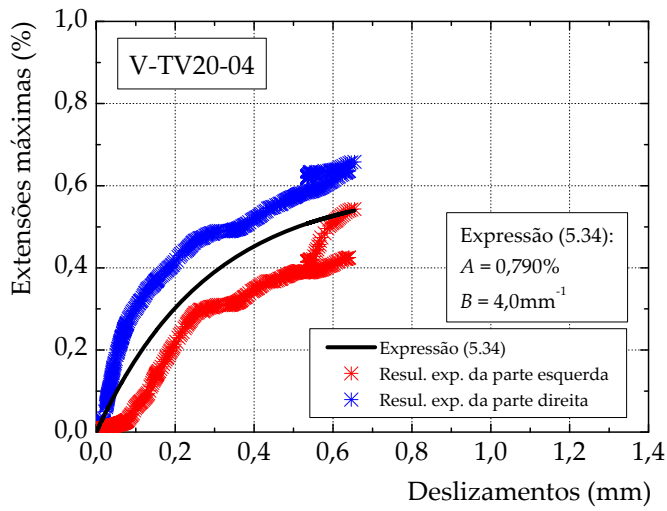
H.2.1. Ciclos de nevoeiro salino

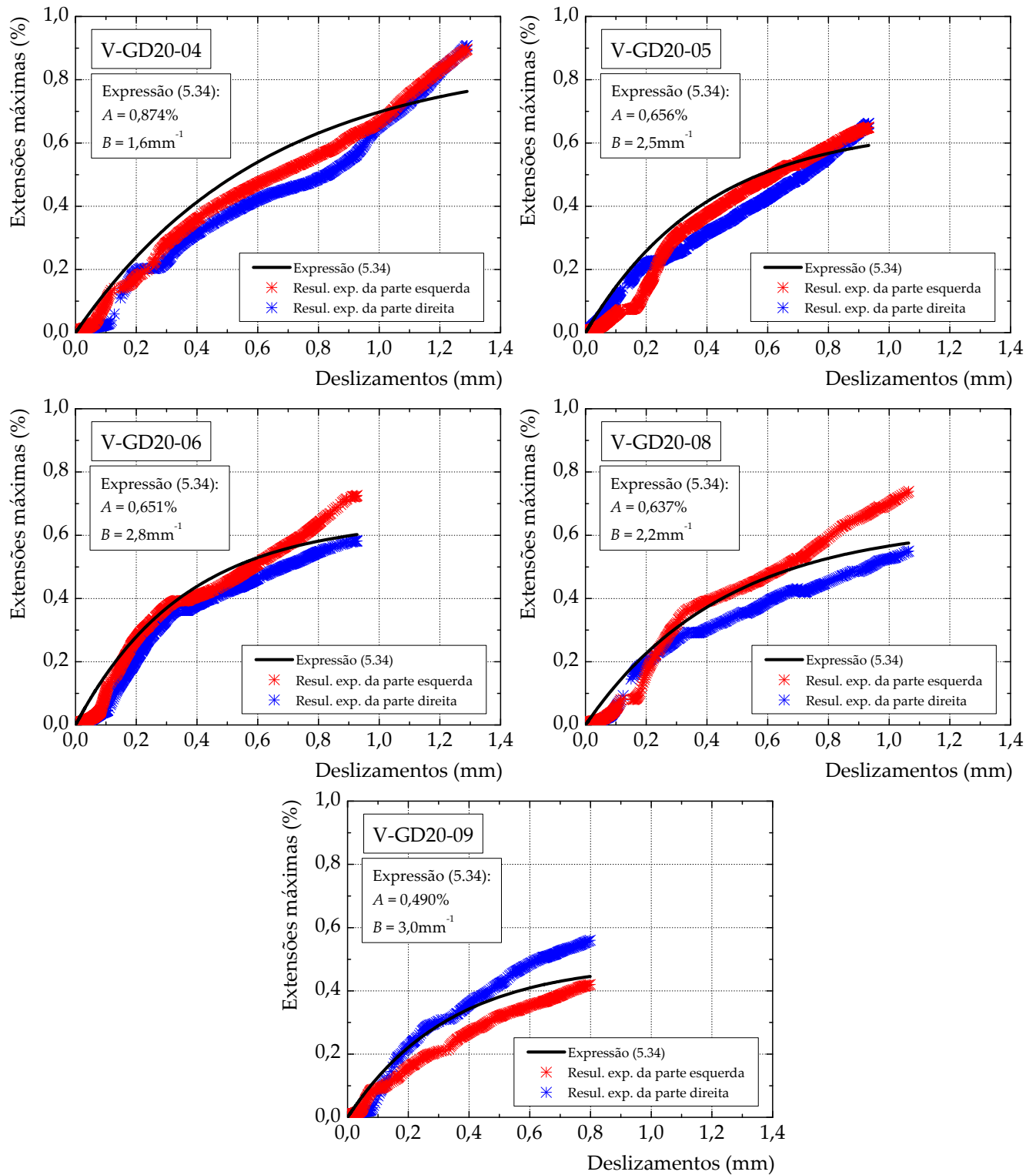


H.2.2. Ciclos de marés



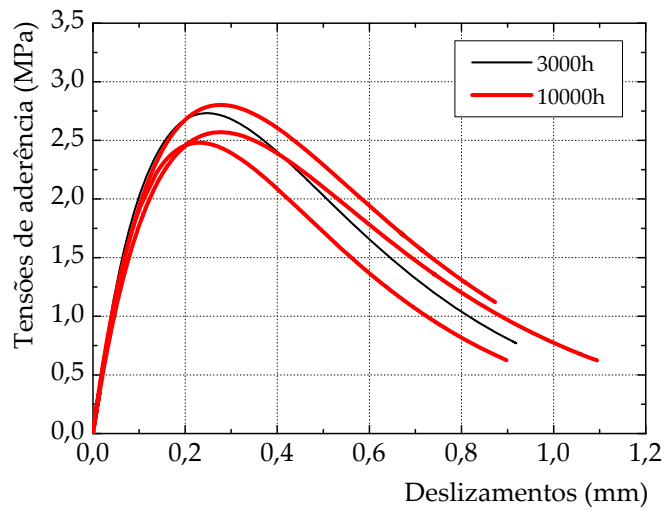
H.2.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C



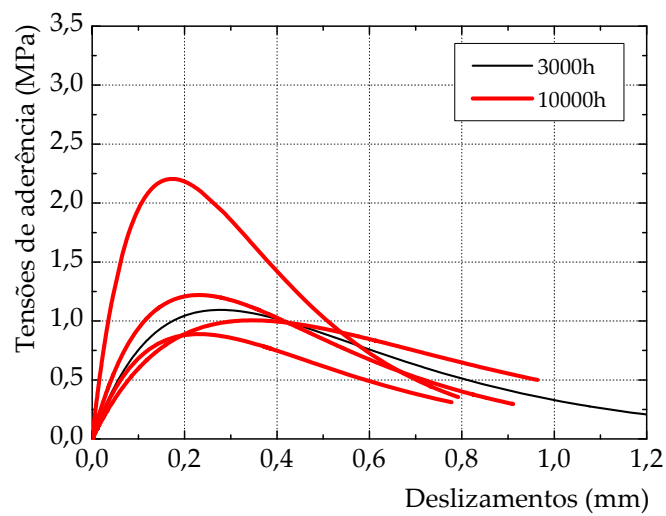
H.2.4. Ciclos de temperatura -10°C e $+30^{\circ}\text{C}$ 

H.3. Curvas *bond-slip*

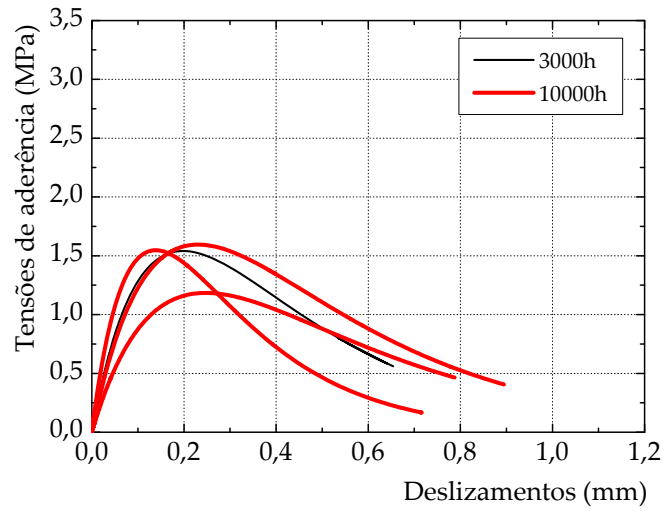
H.3.1. Ciclos de nevoeiro salino



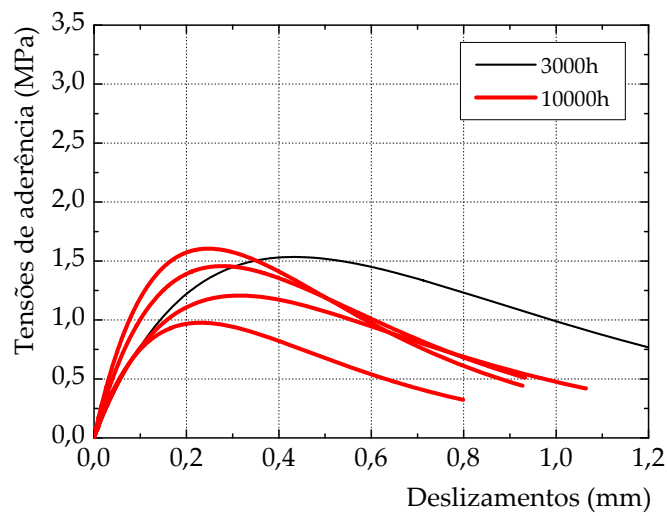
H.3.2. Ciclos de marés



H.3.3. Ciclos de temperatura +7,5°C e +47,5°C



H.3.4. Ciclos de temperatura -10°C e +30°C



Apêndice I

Programa de ensaios

Neste último apêndice, organizam-se todas as tabelas que quantificam determinados parâmetros e que ao longo do texto se foi representando graficamente. Desta forma, o leitor pode encontrar neste apêndice e de forma quantificada, os valores de determinada grandeza obtida experimentalmente.

Sempre que possível, apresentam-se também nas tabelas os valores dos desvios relativamente aos valores de referência e que foram calculados com base na expressão:

$$D = \frac{\bar{V}_0 - V_i}{\bar{V}_0} \times 100 \quad (\text{I. 1})$$

onde \bar{V} e V_i são, respectivamente, os valores médios às 0 horas e os valores do ensaio i .

I.1. Tabelas do Capítulo 3

Distinguem-se os diversos provetes ensaiados fazendo-se igualmente a correspondência ao tipo e duração do envelhecimento a que o provete foi submetido. Assim, os provetes que possuem, na sua designação, os números 20 ou 80 significa que a largura de colagem foi de 20mm e 80mm, respectivamente e, aqueles que foram repetidos acrescentou-se a letra "a" no final da designação do provete. A idade do betão aquando dos ensaios é também especificada nestas tabelas.

Tabela I.1: Programa de ensaios realizados – provetes para os ensaios de corte.

Provete	Tipo de envelhecimento	Horas de envelhecimento	Tensão de compressão (MPa)	Idade do betão (dias)
MC-REF80-01	-	0	0,0	355
MC-REF80-02	-	0	0,0	355
MC-REF80-02a	-	0	0,0	796
MC-REF80-03	-	0	0,5	356
MC-REF80-04	-	0	1,0	357
MC-REF80-04a	-	0	1,0	864
MC-REF20-01	-	0	0,0	692
MC-REF20-02	-	0	0,0	797
MC-NS-01		3000	0,0	355
MC-NS-01a		3000	0,0	864
MC-NS-02		3000	0,0	355
MC-NS-03		3000	0,5	356
MC-NS-03a		3000	0,5	864
MC-NS-04		5000	0,0	576
MC-NS-04a	Ciclos de nevoeiro salino	5000	0,0	943
MC-NS-05		5000	0,0	578
MC-NS-06		5000	0,5	577
MC-NS-07		5000	1,0	577
MC-NS-08		10000	0,0	671
MC-NS-09		10000	0,0	671
MC-NS-10		10000	0,5	679
MC-NS-11		10000	1,0	679
MC-MAR-01		3000	0,0	355
MC-MAR-02		3000	0,0	355
MC-MAR-02a		3000	0,0	864
MC-MAR-03		3000	0,5	356
MC-MAR-04		5000	0,0	570
MC-MAR-05		5000	0,0	570
MC-MAR-06		5000	0,5	576
MC-MAR-07	Ciclos de marés em água salina	5000	1,0	576
MC-MAR-07a		5000	1,0	576
MC-MAR-08		10000	0,0	671
MC-MAR-08a		10000	0,0	797
MC-MAR-09		10000	0,0	671
MC-MAR-10		10000	0,5	697
MC-MAR-10a		10000	0,5	797
MC-MAR-11		10000	1,0	679
MC-MAR-11a		10000	1,0	797

Tabela I.1: Programa de ensaios realizados – provetes para os ensaios de corte (continuação).

Provete	Tipo de envelhecimento	Horas de envelhecimento		Idade do betão (dias)
MC-TV-01		3000	0,0	355
MC-TV-02		3000	0,0	355
MC-TV-02a		3000	0,0	864
MC-TV-03		3000	0,5	356
MC-TV-04	Ciclos de	5000	0,0	569
MC-TV-05	temperatura	5000	0,0	569
MC-TV-06	entre +7,5°C e	5000	0,5	571
MC-TV-07	+47,5°C	5000	1,0	571
MC-TV-08		10000	0,0	666
MC-TV-09		10000	0,0	666
MC-TV-10		10000	0,5	679
MC-TV-11		10000	1,0	679
MC-GD-01		3000	0,0	355
MC-GD-02		3000	0,0	355
MC-GD-02a		3000	0,0	864
MC-GD-03		3000	0,5	356
MC-GD-04		5000	0,0	569
MC-GD-05	Ciclos de	5000	0,0	569
MC-GD-06	temperatura	5000	0,5	570
MC-GD-07	entre -10°C e	5000	1,0	571
MC-GD-08	+30°C	10000	0,0	666
MC-GD-08a		10000	0,0	797
MC-GD-09		10000	0,0	666
MC-GD-10		10000	0,5	678
MC-GD-10a		10000	0,5	797
MC-GD-11		10000	1,0	678

Tabela I.2: Programa de ensaios realizados – vigas de secção rectangular.

Provete	Tipo de envelhecimento	Horas de envelhecimento	Idade do betão (dias)
V-SREF-01	-	-	359
V-SREF-02	-	-	368
V-REF80-01			429
V-REF80-02			430
V-REF20-03	-	-	625
V-REF20-04			664
V-REF20-05			665
V-NS80-01		3000	375
V-NS80-02		3000	375
V-NS80-03		3000	375
V-NS20-04	Ciclos de	3000	658
V-NS20-05	nevoeiro salino	10000	700
V-NS20-06		10000	700
V-NS80-07		10000	701
V-NS20-08		10000	844
V-NS80-09		10000	844

Tabela I.2: Programa de ensaios realizados – vigas de secção rectangular (continuação).

Provete	Tipo de envelhecimento	Horas de envelhecimento	Idade do betão (dias)	
V-MAR80-01		3000	404	
V-MAR80-02		3000	410	
V-MAR80-03		3000	417	
V-MAR20-04	Ciclos de marés em água salina	3000	658	
V-MAR20-05		10000	700	
V-MAR20-06		10000	700	
V-MAR80-07		10000	701	
V-MAR20-08		10000	844	
V-MAR20-09		10000	844	
V-TV80-01			3000	423
V-TV80-02			3000	424
V-TV80-03		Ciclos de temperatura entre +7,5°C e +47,5°C	3000	424
V-TV20-04	3000		657	
V-TV20-05	10000		701	
V-TV20-06	10000		701	
V-TV80-07	10000		701	
V-TV20-08	10000		844	
V-TV80-09	10000		844	
V-GD80-01			3000	422
V-GD80-02			3000	423
V-GD80-03	Ciclos de temperatura entre -10°C e +30°C	3000	423	
V-GD20-04		3000	657	
V-GD20-05		10000	700	
V-GD20-06		10000	701	
V-GD80-07		10000	701	
V-GD20-08		10000	844	
V-GD20-09		10000	844	

Tabela I.3: Programa de ensaios realizados – vigas de secção transversal em T.

Provete	Idade do betão (dias)	Polimerização do GFRP (dias)
VT-SREF	307	-
VT-M	320	62
VT-C	342	84

I.2. Tabelas do Capítulo 4

Neste sub-capítulo apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes ensaios de corte duplo.

I.2.1. Rigidez média

Tabela I.4: Rigidez média nos provetes sem compressão lateral.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)		δ_{max} (mm)		K_{med} (kN/mm)	
MC-REF80-01	0	17,9		2,60		6,87	
MC-REF80-02	0	16,3	Desvios	2,10	Desvios	7,75	Desvios
MC-REF80-02a	0	14,0		1,91		7,35	
Média	0	16,1	-	2,20	-	7,32	-
MC-NS-01	3000	12,2	-28,8%	1,41	-36,0%	8,66	18,2%
MC-NS-01a	3000	17,3	7,7%	1,83	-16,9%	9,47	29,3%
MC-NS-02	3000	14,9	-7,2%	2,25	2,1%	6,61	-9,8%
MC-NS-04	5000	12,5	-22,0%	1,43	-35,1%	8,75	19,5%
MC-NS-04a	5000	17,9	11,3%	1,98	-9,9%	9,02	23,2%
MC-NS-05	5000	17,5	9,1%	2,07	-6,0%	8,46	15,5%
MC-NS-08	10000	16,7	4,0%	2,34	6,2%	7,15	-2,4%
MC-NS-09	10000	13,0	-18,9%	2,10	-4,7%	6,21	-15,2%
MC-MAR-01	3000	14,5	-9,7%	2,69	22,1%	5,39	-26,4%
MC-MAR-02	3000	12,4	-22,8%	1,32	-40,1%	9,42	28,6%
MC-MAR-02a	3000	17,0	5,6%	2,07	-6,0%	8,20	12,0%
MC-MAR-04	5000	17,6	9,5%	2,38	8,0%	7,40	1,0%
MC-MAR-05	5000	16,3	1,3%	1,92	-12,8%	8,46	15,5%
MC-MAR-08	10000	9,2	-42,7%	1,46	-33,7%	6,30	-14,0%
MC-MAR-08a	10000	18,6	15,8%	2,41	9,4%	7,72	5,4%
MC-MAR-09	10000	15,8	-1,7%	2,11	-4,2%	7,49	2,3%
MC-TV-01	3000	19,2	19,6%	2,28	3,5%	8,44	15,2%
MC-TV-02	3000	12,1	-24,7%	1,56	-29,2%	7,76	6,0%
MC-TV-02a	3000	13,3	-17,0%	2,01	-8,8%	6,62	-9,6%
MC-TV-04	5000	14,3	-10,8%	1,65	-25,1%	8,66	18,2%
MC-TV-05	5000	14,2	-11,5%	2,06	-6,5%	6,91	-5,7%
MC-TV-08	10000	13,0	-18,9%	1,59	-27,8%	8,21	12,1%
MC-TV-09	10000	14,6	-9,0%	1,97	-10,6%	7,44	1,6%
MC-GD-01	3000	18,0	12,1%	2,43	10,3%	7,40	1,0%
MC-GD-02	3000	11,7	-27,4%	1,73	-21,5%	6,73	-8,1%
MC-GD-02a	3000	17,0	5,6%	2,21	0,3%	7,67	4,7%
MC-GD-04	5000	14,4	-10,5%	1,37	-37,8%	10,47	43,0%
MC-GD-05	5000	14,1	-12,1%	2,04	-7,4%	6,91	-5,7%
MC-GD-08	10000	13,0	-19,3%	1,82	-17,4%	7,14	-2,5%
MC-GD-08a	10000	15,4	-4,2%	2,08	-5,6%	7,39	0,9%
MC-GD-09	10000	18,1	12,8%	2,26	2,6%	8,00	9,2%

Tabela I.5: Rigidez média nos provetes com tensão de compressão lateral de 0,5MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)		δ_{max} (mm)		K_{med} (kN/mm)	
MC-REF80-03	0	25,7	Desvios	3,14	Desvios	8,20	Desvios
MC-NS-03	3000	17,7	-31,4%	2,50	-20,3%	7,05	-14,0%
MC-NS-03a	3000	22,3	-13,4%	2,68	-14,6%	8,31	1,4%
MC-NS-06	5000	26,1	1,6%	3,64	16,0%	7,17	-12,6%
MC-NS-10	10000	30,7	19,3%	3,37	7,4%	9,10	11,0%
MC-MAR-03	3000	25,0	-2,9%	3,48	10,9%	7,17	-12,6%
MC-MAR-06	5000	29,3	14,0%	4,08	30,0%	7,20	-12,2%
MC-MAR-10	10000	24,7	-4,0%	3,17	1,0%	7,80	-4,9%
MC-MAR-10a	10000	24,2	-6,1%	3,16	0,7%	7,64	-6,8%
MC-TV-03	3000	29,5	14,7%	3,99	27,2%	7,39	-9,9%
MC-TV-06	5000	25,5	-1,1%	3,13	-0,23%	8,13	-0,9%
MC-TV-10	10000	30,0	16,5%	3,93	25,2%	7,63	-7,0%
MC-GD-03	3000	24,7	-4,0%	2,86	-8,9%	8,64	5,4%
MC-GD-06	5000	26,1	1,5%	3,56	13,5%	7,33	-10,6%
MC-GD-10	10000	27,2	5,7%	3,49	11,2%	7,78	-5,1%
MC-GD-10a	10000	31,8	23,4%	4,15	32,3%	7,64	-6,8%

Tabela I.6: Rigidez média nos provetes com tensão de compressão lateral de 1,0MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)		δ_{max} (mm)		K_{med} (kN/mm)	
MC-REF80-04	0	34,6	Desvios	4,37	Desvios	7,90	Desvios
MC-REF80-04a	0	46,1		6,00		7,68	
Média	0	40,3	-	5,19	-	7,79	-
MC-NS-07	5000	37,6	-6,8%	4,45	-14,2%	8,46	8,6%
MC-NS-11	10000	27,3	-32,3%	3,78	-27,2%	7,22	-7,3%
MC-MAR-07	5000	29,8	-26,1%	4,01	-22,7%	7,43	-4,6%
MC-MAR-07a	5000	29,5	-26,8%	3,72	-28,3%	7,93	1,8%
MC-MAR-11	10000	39,0	-3,4%	5,12	-1,3%	7,61	-2,3%
MC-MAR-11a	10000	31,2	-22,6%	3,88	-25,2%	8,04	3,2%
MC-TV-07	5000	40,2	-0,4%	5,37	3,5%	7,48	-4,0%
MC-TV-11	10000	35,1	-13,0%	4,75	-8,5%	7,38	-5,3%
MC-GD-07	5000	36,3	-10,0%	4,84	-6,7%	7,49	-3,9%
MC-GD-11	10000	39,6	-1,9%	4,96	-4,4%	7,97	2,3%

I.2.2. Tensões de aderência média e máximas

Tabela I.7: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes sem compressão lateral.

Provete	Nº de horas de env.mento	$\kappa = L_b/L_t$	$\beta = \tau_{\max}/\tau_{med}$	τ_{med} (MPa)		τ_{\max} (MPa)	
MC-REF80-01	0	0,691	1,296	1,52		1,97	
MC-REF80-02	0	0,682	1,288	1,40	Desvios	1,81	Desvios
MC-REF80-02a	0	0,682	1,288	1,21		1,56	
Média	0	0,685	1,291	1,38	-	1,78	-
MC-NS-01	3000	0,692	1,297	1,05	-23,9%	1,36	-23,6%
MC-NS-01a	3000	0,687	1,293	1,49	8,0%	1,93	8,4%
MC-NS-02	3000	0,706	1,310	1,25	-9,4%	1,64	-7,9%
MC-NS-04	5000	0,749	1,349	1,04	-24,6%	1,41	-20,8%
MC-NS-04a	5000	0,749	1,349	1,49	7,9%	2,01	12,9%
MC-NS-05	5000	0,737	1,337	1,49	8,0%	1,99	11,8%
MC-NS-08	10000	0,735	1,335	1,43	3,6%	1,91	7,3%
MC-NS-09	10000	0,760	1,359	1,08	-21,7%	1,47	-17,4%
MC-MAR-01	3000	0,771	1,371	1,20	-13,0%	1,65	-7,3%
MC-MAR-02	3000	0,751	1,351	1,06	-23,2%	1,43	-19,7%
MC-MAR-02a	3000	0,740	1,341	1,47	6,5%	1,97	10,7%
MC-MAR-04	5000	0,743	1,343	1,48	7,3%	1,99	11,8%
MC-MAR-05	5000	0,760	1,360	1,34	-2,9%	1,82	2,3%
MC-MAR-08	10000	0,743	1,343	0,80	-42,0%	1,07	-39,9%
MC-MAR-08a	10000	0,743	1,343	1,61	16,7%	2,16	21,4%
MC-MAR-09	10000	0,727	1,329	1,40	1,5%	1,85	3,9%
MC-TV-01	3000	0,790	1,389	1,58	14,5%	2,19	23,0%
MC-TV-02	3000	0,790	1,389	1,00	-27,5%	1,38	-22,5%
MC-TV-02a	3000	0,748	1,348	1,16	-15,9%	1,56	-12,4%
MC-TV-04	5000	0,737	1,338	1,18	-14,5%	1,58	-11,2%
MC-TV-05	5000	0,730	1,331	1,18	-14,5%	1,57	-11,8%
MC-TV-08	10000	0,685	1,291	1,17	-15,2%	1,51	-15,2%
MC-TV-09	10000	0,703	1,306	1,28	-7,3%	1,67	-6,2%
MC-GD-01	3000	0,774	1,374	1,49	8,0%	2,05	15,2%
MC-GD-02	3000	0,764	1,364	0,98	-29,0%	1,33	-25,3%
MC-GD-02a	3000	0,749	1,349	1,45	5,1%	1,96	10,1%
MC-GD-04	5000	0,740	1,341	1,20	-13,0%	1,61	-9,6%
MC-GD-05	5000	0,745	1,345	1,17	-15,2%	1,57	-11,8%
MC-GD-08	10000	0,703	1,307	1,14	-17,4%	1,49	-16,3%
MC-GD-08a	10000	0,703	1,307	1,35	-2,2%	1,76	-1,1%
MC-GD-09	10000	0,698	1,303	1,60	15,9%	2,08	16,9%

Tabela I.8: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes com compressão lateral de 0,5MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	$\kappa = L_b/L_t$	$\beta = \tau_{\max}/\tau_{med}$	τ_{med} (MPa)		τ_{\max} (MPa)	
MC-REF80-03	0	0,687	1,292	2,20	Desvios	2,85	Desvios
MC-NS-03	3000	0,685	1,291	1,53	-30,5%	1,97	-30,9%
MC-NS-03a	3000	0,692	1,297	1,91	-13,2%	2,47	-13,3%
MC-NS-06	5000	0,714	1,316	2,28	3,6%	3,01	5,6%
MC-NS-10	10000	0,727	1,328	2,66	20,9%	3,53	23,8%
MC-MAR-03	3000	0,769	1,368	2,08	-5,5%	2,85	0,0%
MC-MAR-06	5000	0,755	1,355	2,43	10,5%	3,29	15,4%
MC-MAR-10	10000	0,756	1,355	2,10	-4,6%	2,85	0,0%
MC-MAR-10a	10000	0,756	1,355	2,05	-6,8%	2,78	-2,5%
MC-TV-03	3000	0,772	1,371	2,48	12,7%	3,41	19,7%
MC-TV-06	5000	0,708	1,311	2,18	-0,9%	2,86	0,4%
MC-TV-10	10000	0,710	1,313	2,59	17,7%	3,41	19,7%
MC-GD-03	3000	0,769	1,369	2,06	-6,4%	2,82	-1,1%
MC-GD-06	5000	0,701	1,305	2,30	4,6%	3,00	5,3%
MC-GD-10	10000	0,708	1,311	2,37	7,7%	3,11	9,1%
MC-GD-10a	10000	0,708	1,311	2,77	25,9%	3,63	27,4%

Tabela I.9: Tensões de aderência média e máximas calculadas para os provetes com compressão lateral de 1,0MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	$\kappa = L_b/L_t$	$\beta = \tau_{\max}/\tau_{med}$	τ_{med} (MPa)		τ_{\max} (MPa)	
MC-REF80-04	0	0,699	1,303	2,91	Desvios	3,79	Desvios
MC-REF80-04a	0	0,689	1,294	3,94		5,09	
Média	0	0,694	1,299	3,43	-	4,44	-
MC-NS-07	5000	0,716	1,319	3,28	-4,4%	4,32	-2,7%
MC-NS-11	10000	0,730	1,331	2,35	-31,5%	3,13	-29,5%
MC-MAR-07	5000	0,725	1,327	2,57	-25,1%	3,41	-23,2%
MC-MAR-07a	5000	0,723	1,325	2,55	-25,67%	3,38	-23,9%
MC-MAR-11	10000	0,722	1,324	3,47	1,2%	4,59	3,4%
MC-MAR-11a	10000	0,722	1,324	2,78	-19,0%	3,68	-17,1%
MC-TV-07	5000	0,677	1,284	3,60	5,0%	4,62	4,1%
MC-TV-11	10000	0,717	1,320	3,00	-12,5%	3,96	-10,8%
MC-GD-07	5000	0,713	1,316	3,14	-8,5%	4,13	-7,0%
MC-GD-11	10000	0,726	1,327	3,36	-2,0%	4,46	0,5%

I.2.3. Energia de fractura

Tabela I.10: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes sem compressão lateral.

Provete	Nº de horas de env.mento	G_{FII} (N/mm)		G_{FII} (N/mm)	
		Expressão (4.16)		Expressão (4.19)	
MC-REF80-01	0	0,510		0,534	
MC-REF80-02	0	0,429	Desvios	0,450	Desvios
MC-REF80-02a	0	0,319		0,335	
Média	0	0,419	-	0,440	-
MC-NS-01	3000	0,243	-42,0%	0,254	-42,3%
MC-NS-01a	3000	0,488	16,5%	0,511	16,1%
MC-NS-02	3000	0,354	-15,5%	0,368	-16,4%
MC-NS-04	5000	0,263	-37,2%	0,271	-38,4%
MC-NS-04a	5000	0,537	28,2%	0,553	25,7%
MC-NS-05	5000	0,523	24,8%	0,541	23,0%
MC-NS-08	10000	0,483	15,3%	0,500	13,6%
MC-NS-09	10000	0,287	-31,5%	0,294	-33,2%
MC-MAR-01	3000	0,364	-13,1%	0,373	-15,2%
MC-MAR-02	3000	0,271	-35,3%	0,279	-36,6%
MC-MAR-02a	3000	0,513	22,4%	0,530	20,5%
MC-MAR-04	5000	0,525	25,3%	0,542	23,2%
MC-MAR-05	5000	0,441	5,3%	0,453	3,0%
MC-MAR-08	10000	0,152	-63,7%	0,156	-64,6%
MC-MAR-08a	10000	0,620	48,0%	0,640	45,5%
MC-MAR-09	10000	0,455	8,6%	0,471	7,1%
MC-TV-01	3000	0,645	53,9%	0,659	49,8%
MC-TV-02	3000	0,261	-37,7%	0,261	-40,7%
MC-TV-02a	3000	0,324	-22,7%	0,334	-24,1%
MC-TV-04	5000	0,330	-21,2%	0,340	-22,7%
MC-TV-05	5000	0,327	-22,0%	0,339	-23,0%
MC-TV-08	10000	0,299	-28,6%	0,313	-28,9%
MC-TV-09	10000	0,368	-12,2%	0,383	-13,0%
MC-GD-01	3000	0,560	33,7%	0,573	30,2%
MC-GD-02	3000	0,237	-43,4%	0,243	-44,78%
MC-GD-02a	3000	0,510	21,7%	0,526	19,6%
MC-GD-04	5000	0,342	-18,4%	0,353	-19,8%
MC-GD-05	5000	0,328	-21,7%	0,339	-23,0%
MC-GD-08	10000	0,291	-30,6%	0,304	-30,9%
MC-GD-08a	10000	0,291	-30,6%	0,428	-2,7%
MC-GD-09	10000	0,572	36,5%	0,597	35,7%

Tabela I.11: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes com tensão de compressão lateral de 0,5MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	G_{FII} (N/mm)		G_{FII} (N/mm)	
		Expressão (4.16)	Desvios	Expressão (4.19)	Desvios
MC-REF80-03	0	1,066	Desvios	1,116	Desvios
MC-NS-03	3000	0,511	-52,1%	0,535	-52,1%
MC-NS-03a	3000	0,805	-24,5%	0,842	-24,6%
MC-NS-06	5000	1,195	12,1%	1,241	11,2%
MC-NS-10	10000	1,648	54,6%	1,707	53,0%
MC-MAR-03	3000	1,082	1,5%	1,109	-0,6%
MC-MAR-06	5000	1,441	35,2%	1,482	32,8%
MC-MAR-10	10000	1,080	1,3%	1,110	-0,5%
MC-MAR-10a	10000	1,032	-3,2%	1,062	-4,8%
MC-TV-03	3000	1,549	45,3%	1,588	42,3%
MC-TV-06	5000	1,078	1,1%	1,122	0,5%
MC-TV-10	10000	1,531	43,6%	1,592	42,7%
MC-GD-03	3000	1,059	-0,7%	1,085	-2,8%
MC-GD-06	5000	1,185	11,12%	1,236	10,8%
MC-GD-10	10000	1,273	19,4%	1,325	18,7%
MC-GD-10a	10000	1,737	63,0%	1,807	61,9%

Tabela I.12: Energia de fractura do Modo II calculadas para os provetes com tensão de compressão lateral de 1,0MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	G_{FII} (N/mm)		G_{FII} (N/mm)	
		Expressão (4.16)	Desvios	Expressão (4.19)	Desvios
MC-REF80-04	0	1,893	Desvios	1,975	Desvios
MC-REF80-04a	0	3,413		3,571	
Média	0	2,653	-	2,773	-
MC-NS-07	5000	2,468	-7,0%	2,563	-7,6%
MC-NS-11	10000	1,300	-51,0%	1,346	-51,5%
MC-MAR-07	5000	1,540	-42,0%	1,595	-42,5%
MC-MAR-07a	5000	1,514	-42,9%	1,569	-43,4%
MC-MAR-11	10000	2,790	5,2%	2,893	4,3%
MC-MAR-11a	10000	1,789	-32,6%	1,855	-33,1%
MC-TV-07	5000	2,803	5,7%	2,944	6,2%
MC-TV-11	10000	2,076	-21,8%	2,155	-22,3%
MC-GD-07	5000	2,253	-15,1%	2,342	-15,5%
MC-GD-11	10000	2,639	-0,5%	2,734	-1,4%

I.2.4. Extensões máximas no compósito de GFRP

Tabela I.13: Extensões máximas nos provetes sem compressão lateral.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{\max} (kN)	$\varepsilon_{f,\max}$ (%)	
MC-REF80-01	0	17,9	0,374	
MC-REF80-02	0	16,3	0,341	Desvios
MC-REF80-02a	0	14,0	0,294	
Média	0	16,1	0,336	-
MC-NS-01	3000	12,2	0,260	-22,6%
MC-NS-01a	3000	17,3	0,368	9,5%
MC-NS-02	3000	14,9	0,317	-5,67%
MC-NS-04	5000	12,5	0,296	-11,9%
MC-NS-04a	5000	17,9	0,422	25,6%
MC-NS-05	5000	17,5	0,414	23,2%
MC-NS-08	10000	16,7	0,400	19,1%
MC-NS-09	10000	13,0	0,312	-7,1%
MC-MAR-01	3000	14,5	0,361	7,4%
MC-MAR-02	3000	12,4	0,308	-8,3%
MC-MAR-02a	3000	17,0	0,422	25,6%
MC-MAR-04	5000	17,6	0,417	24,1%
MC-MAR-05	5000	16,3	0,385	14,6%
MC-MAR-08	10000	9,2	0,230	-31,6%
MC-MAR-08a	10000	18,6	0,465	38,4%
MC-MAR-09	10000	15,8	0,395	17,6%
MC-TV-01	3000	19,2	0,491	46,1%
MC-TV-02	3000	12,1	0,310	-7,7%
MC-TV-02a	3000	13,3	0,341	1,5%
MC-TV-04	5000	14,3	0,319	-5,1%
MC-TV-05	5000	14,2	0,316	-6,0%
MC-TV-08	10000	13,0	0,298	-11,3%
MC-TV-09	10000	14,6	0,334	-0,6%
MC-GD-01	3000	18,0	0,448	33,3%
MC-GD-02	3000	11,7	0,290	-13,7%
MC-GD-02a	3000	17,0	0,422	25,6%
MC-GD-04	5000	14,4	0,331	-1,5%
MC-GD-05	5000	14,1	0,326	-3,0%
MC-GD-08	10000	13,0	0,299	-11,0%
MC-GD-08a	10000	15,4	0,355	5,7%
MC-GD-09	10000	18,1	0,418	24,4%

Tabela I.14: Extensões máximas nos provetes com tensão de compressão lateral de 0,5MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)	$\varepsilon_{f,max}$ (%)	
MC-REF80-03	0	25,7	0,539	Desvios
MC-NS-03	3000	17,7	0,376	-30,2%
MC-NS-03a	3000	22,3	0,474	-12,1%
MC-NS-06	5000	26,1	0,617	14,5%
MC-NS-10	10000	30,7	0,736	36,6%
MC-MAR-03	3000	25,0	0,621	15,2%
MC-MAR-06	5000	29,3	0,695	28,9%
MC-MAR-10	10000	24,7	0,618	14,7%
MC-MAR-10a	10000	24,2	0,605	12,2%
MC-TV-03	3000	29,5	0,755	40,1%
MC-TV-06	5000	25,5	0,567	5,2%
MC-TV-10	10000	30,0	0,685	27,1%
MC-GD-03	3000	24,7	0,615	14,1%
MC-GD-06	5000	26,1	0,602	11,7%
MC-GD-10	10000	27,2	0,627	16,3%
MC-GD-10a	10000	31,8	0,733	36,0%

Tabela I.15: Extensões máximas nos provetes com tensão de compressão lateral de 1,0MPa.

Provete	Nº de horas de env.mento	F_{max} (kN)	$\varepsilon_{f,max}$ (%)	
MC-REF80-04	0	34,6	0,724	Desvios
MC-REF80-04a	0	46,1	0,966	
Média	0	40,3	0,845	-
MC-NS-07	5000	37,6	0,888	5,1%
MC-NS-11	10000	27,3	0,655	-22,5%
MC-MAR-07	5000	29,8	0,706	-16,5%
MC-MAR-07a	5000	29,5	0,699	-17,3%
MC-MAR-11	10000	39,0	0,975	15,4%
MC-MAR-11a	10000	31,2	0,781	-7,6%
MC-TV-07	5000	40,2	0,895	5,9%
MC-TV-11	10000	35,1	0,802	-5,1%
MC-GD-07	5000	36,3	0,837	-1,0%
MC-GD-11	10000	39,6	0,913	8,1%

I.2.5. Ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão

Tabela I.16: Ângulo de atrito interno da ligação GFRP/betão nos provetes com compressão lateral.

Provete	Nº de horas de env.mento	Coesão, c (MPa)	Ângulo de atrito, ϕ (rad)	
MC-REF80-03	0	1,78	0,972	
MC-REF80-04	0	1,78	1,051	Desvios
MC-REF80-04a	0	1,78	1,169	
Média	0	1,78	1,064	-
MC-NS-03	3000	1,64	0,488	-54,1%
MC-NS-03a	3000	1,64	0,968	-9,0%
MC-NS-06	5000	1,70	1,089	2,4%
MC-NS-07	5000	1,70	1,127	5,9%
MC-NS-10	10000	1,69	1,183	11,2%
MC-NS-11	10000	1,69	0,916	-13,9%
MC-MAR-03	3000	1,68	1,061	-0,3%
MC-MAR-06	5000	1,90	1,060	-0,4%
MC-MAR-07	5000	1,90	0,927	-12,9%
MC-MAR-07a	5000	1,90	0,896	-15,8%
MC-MAR-10	10000	2,01	0,910	-14,5%
MC-MAR-10a	10000	2,01	0,936	-12,0%
MC-MAR-11	10000	2,01	1,105	3,9%
MC-MAR-11a	10000	2,01	0,981	-7,8%
MC-TV-03	3000	1,71	1,176	10,5%
MC-TV-06	5000	1,57	1,080	1,5%
MC-TV-07	5000	1,57	1,185	11,4%
MC-TV-10	10000	1,59	1,183	11,2%
MC-TV-11	10000	1,59	1,059	-0,5%
MC-GD-03	3000	1,78	0,991	-6,9%
MC-GD-06	5000	1,59	1,135	6,7%
MC-GD-07	5000	1,59	1,084	1,9%
MC-GD-10	10000	1,78	1,086	2,1%
MC-GD-10a	10000	1,78	1,186	11,5%
MC-GD-11	10000	1,78	1,104	3,8%

Referências bibliográficas

- [1] Appleton, J.: “Inspeção e reabilitação de pontes”, Instituto Superior Técnico, Fevereiro, 2005.
- [2] Rodrigues, C.M.C.: “Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil Especialidade de Estruturas, Universidade Nova de Lisboa, Janeiro, 2005.
- [3] Gomes, A. e Appleton J.: “Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções”, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº42, pp. 7-14.
- [4] Ueda, T. and Dai, J.G.: “Interface bond between FRP sheets and concrete substrates – properties, numerical modelling and roles in member behaviours”. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 7, No. 1, 2005, pp. 27-43.
- [5] Alfaiate, J.: “Reforço por adição de elementos metálicos em vigas de betão armado: flexão simples”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Agosto, 1986.
- [6] Viegas, P.M.F.: “Reforço de vigas através da adição de chapas metálicas de grande espessura”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Julho, 1997.
- [7] Rodrigues, C.M.C.: “Comportamento da ligação aço-resina-betão em elementos estruturais”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 1993.
- [8] Resende, N.: “Reforço à flexão de vigas de betão armado com laminado de fibras de carbono”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Fevereiro, 1998.
- [9] Juvandes, L.F.: “Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP”. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil Especialidade de Estruturas, Faculdade de Engenharia do Porto, Setembro, 1999.
- [10] Cruz, J.S.; Barros, J.A.O. e Azevedo, A.F.M.: “Modelação de vigas reforçadas com laminados de CFRP inseridos no betão de recobrimento”, Encontro Nacional Betão Estrutural 2004, FEUP, Porto, 2004.
- [11] Cruz, J.S.; Barros, J.A.O. e Gettu, R.: “Comportamento da ligação de laminados de CFRP inseridos no betão sob acções cíclicas”, Sísmica 2004 - 6º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho, Guimarães, 2004, pp. 591-600.

- [12] Barros, J.A.O.: *"Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica"*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Dezembro, 1995.
- [13] Domingues, T.M.: *"Modelação de vigas de betão armado reforçadas com CFRP pré-esforçado"*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, 2006.
- [14] França, P.M.M.: *"Reforço de estruturas com laminados de CFRP pré-esforçados"*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil Especialidade de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Dezembro, 2007.
- [15] Travassos, N.A.C.: *"Caracterização do comportamento da ligação CFRP-betão"*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, 2004.
- [16] Neto, P.M.G.V.: *"Estudo numérico da ligação betão-CFRP"*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, 2006.
- [17] Marreiros, R.P.C.: *"Degradação da aderência entre CFRP e betão armado devida a envelhecimento acelerado"*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2005.
- [18] Biscaia, H.E.C.: *"Rotura por perda de aderência entre reforços poliméricos com fibras de vidro e elementos estruturais de betão"*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro, 2006.
- [19] Al-Mahaidi, R.; Pham, H.B. and Saouma, V.: *"Discrete-smeared crack finite element modelling of CFRP debonding mechanisms in RC members"*, FRPRC-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [20] *"MERLIN II user's manual"*, Department of Civil Engineering, University of Colorado, Boulder, 2001.
- [21] Karbhari, V.M.: *"Dynamic mechanical analysis of the effect of water on e-glass/vinylester composites"*, Journal of Reinforced Plastics and Composites, 25(6), 2006, pp. 631-644.
- [22] Karbhari, V.M. and Abanilla, M.A.: *"Durability Characteristics of Wet Layup Carbon/Epoxy Used in External Strengthening: Design Factors, Reliability, and Durability Prediction"*, Composites Part B: Engineering, 38(1), 2007, pp. 10-23.
- [23] Karbhari, V.M.: *"Durability of Composites in Aqueous Environments"*, Chapter 3 in Durability of Composites for Civil Structural Applications, Woodhead Publishing, pp. 31-71.
- [24] Karbhari, V.M.: *"Durability of Composites in Freeze-Thaw Conditions"*, Chapter 4 in Durability of Composites for Civil Structural Applications, Woodhead Publishing, 2007, pp. 72-79.
- [25] Cusson, R. and Xi, Y.: *"The behavior of fiber-reinforced polymer reinforcement in low temperature environmental climates"*, University of Colorado, December, 2002.
- [26] Büyüköztürk, O.: *"How durable is FRP-plated concrete under moisture?"*, FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [27] Oehlers, D.J. and Seracino, R.: *"Design of FRP and steel plated RC structures: Retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility"*, Elsevier, UK, 2004.
- [28] Oehlers, D.J.: *"Design Guidelines for RC structures retrofitted with FRP and metal plates: beams and slabs"*, Centre for Infrastructures Diagnosis Assessment and Rehabilitation (CIDAR), University of Adelaide, 2006.

- [29] Seracino, R.; Rashid, R.S.M. and Oehlers, D.J.: *“Generic IC debonding resistances of EB and NSM plates”*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 11, No. 1, 2007, pp. 62-70.
- [30] Ueda, T. and Dai, J.G.: *“New shear bond model for FRP-concrete interface – from modelling to application”*, FRP Composites in Civil Engineering – CICE 2004, Adelaide, Australia, December, pp. 69-81.
- [31] Ferracuti, B. and Savoia, M.: *“Cyclic behavior of FRP-wrapped columns under axial and flexural loadings”*. ICF XI – International Conference on Fracture Conference Proceedings, Turim, Itália, 2005.
- [32] Ferracuti, B. and Savoia, M.: *“Tension–stiffening law for FRP – reinforced concrete elements under service loadings”*. BBFS Conference Proceedings. Hong-Kong 2005.
- [33] Ferretti D. and Savoia M.: *“Cracking evolution in R/C tensile members strengthened by FRP-plates”*, Engineering Fracture Mechanics, 2003, 70, pp. 1069-1083.
- [34] Faella, C.; Martinelli, E. and Nigro, E.: *“Interface behaviour in FRP Plates bonded to concrete: Experimental tests and theoretical analyses”*, ECI Conference on Advance Materials for Construction of bridges, buildings, and Other Structures III, Davos, Switzerland, 2003.
- [35] Faella, C.; Martinelli, E. and Nigro, E.: *“Intermediate debonding of RC beams strengthened in bending by FRP: a theoretical model and a simplified design approach”*, FRPRC-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [36] Antonopoulos, C.P. and Triantafillou, T.C.: *“Strengthening of RC beam-column joints with composites: Analytical model and experimental verification”*. Composites in Construction – CCC2001, FEUP, Porto, Outubro, 2001 pp. 535-540.
- [37] Kishen, J.M.C. and Saouma, V.E.: *“Fracture of rock-concrete interfaces: laboratory tests and applications”*, ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, May-June, 2004, pp. 1-7.
- [38] Boresi, A.P.; Schmidt, R.J. and Sidebottom, O.M.: *“Advanced mechanics of materials”*, John Wiley & Sons Inc., Fifth Edition, 1993, Chapter 15, pp. 608-633.
- [39] Parton, V.Z.: *“Fracture Mechanics from Theory to Practice”*, Gordon and Breach Science Publishers, pag. 66.
- [40] Reeder, J.R.: *“3D mixed-mode delamination fracture criteria - An experimentalist's perspective”*, NASA Langley Research Center.
- [41] Paris, P.G. and Sih, G.C.: *“Stress analysis of cracks. In fracture toughness testing and its applications”*, ASTM STP 381, Baltimore, 1965, pp. 30-83.
- [42] Lemos, J.A.S.V.: *“Modelling and failure analysis in rock engineering”*, Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC, 2001.
- [43] Macé, L.; Souche, L. and Mallet, J.L.: *“3D fracture characterization based on geomechanics and geologic data uncertainties”*, 9th European Conference on the Mathematics of Oil Recovery, Cannes, - France, 30 August – 2 September, 2004.
- [44] Hoek, E. and Bray, J.W.: *“Rock slope engineering – Revised third edition”*, Institution of Mining and Metallurgy, Spon Press, 1981.
- [45] Hariri, K.: *“Fracture mechanics behaviour of concrete at early age”*, Report BE96-3843/2001:36-2, Luleå University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Structural Engineering, Sweden.
- [46] Kwak, H.G. and Filippou, F.C.: *“Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads”*, Report UCB/SEMM-90/14, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, November, 1990.

- [47] Anderson, T.L.: *“Fracture mechanics – Fundamentals and applications”*, Taylor & Francis Group, 3rd Edition, 2005.
- [48] Jendele, L.; Červenka, J.; Saouma, V. and Pukl, R.: *“On the choice between discrete or smeared approach in practical structural FE analyses of concrete structures”*, Fourth International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation in Glasgow, Scotland UK, 6-8th June 2001.
- [49] Iosipescu, N., *“New accurate procedure for single shear testing of metals”*, Journal of Materials, 2 (3), 1967, pp. 537–566.
- [50] Gdoutos, E.E.: *“Fracture Mechanics – An introduction”*, Springer, 2nd Edition, 2005.
- [51] Jendele, L. and Červenka, J.: *“Finite element modelling of reinforcement with bond”*, Computers and Structures, Vol. 84, 2006, pp. 1780-1791.
- [52] Guinea, G.V.; El-Sayed, K.; Rocco, C.G.; Elices, M. and Saouma, V.: *“The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete”*, Cement and Concrete Research, Vol. 32, 2002, pp. 1961-1970.
- [53] Hillerborg, A.; Modeer, M. and Patersson, P.E.: *“Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements”*, Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, pp. 773-782.
- [54] Hillerborg, A.: *“Application of the fictitious crack model to different materials”*, International Journal of Fracture, Vol. 51, 1991, pp. 95-102.
- [55] Bažant, Z.P.: *“Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal”*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 110, 1984, pp. 518-535.
- [56] Bažant, Z.P. and Kazemi, M.T.: *“Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete”*, International Journal of Fracture, Vol. 44, 1990, pp. 111-131.
- [57] Bažant, Z.P. and Kazemi, M.T.: *“Size dependence of concrete fracture energy determined by RILEM work-of-fracture method”*, International Journal of Fracture, Vol. 51, 1991, pp. 121-138.
- [58] Planas, J. and Elices, M.: *“Nonlinear fracture of cohesive materials”*, International Journal of Fracture, Vol. 51, 1991, 139-157.
- [59] Mazars, J.; Pijaudier-Cabot, G. and Saourdis, C.: *“Size effect and continuous damage in cementitious materials”*, International Journal of Fracture, Vol. 51, 1991, pp. 159-173.
- [60] Červenka, J.; Kishen, J.M.C. and Saoma, V.: *“Mixed mode fracture of cementitious bimaterial interfaces; Part II: Numerical simulation”*, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 60, No. 1, 1998, pp. 95-107.
- [61] Giurgiutiu, V.; Lyons, J.; Petrou, M.; Laub, D. and Whitley, S.: *“Fracture mechanics testing of the bond between composite overlays and a concrete substrate”*, Journal of Adhesion Science and Technology, Vol. 15, No. 11, 2001, pp. 1351-1371.
- [62] Täljsten, B.: *“Plate bonding: strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics”*, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Structural Engineering, Sweden, 1994.
- [63] Ferracuti, B.: *“Strengthening of RC structures by FRP: Experimental analyses and numerical modelling”*. Doctoral Thesis, Università degli Studi di Bologna, Italy, 2006.
- [64] Ferracuti, B.; Savoia, M. and Mazzotti, C.: *“Interface law for FRP-concrete delamination”*. Composite Structures, Vol. 10, 2007, pp. 523-531.

- [65] Biscaia, H.C.; Chastre, C. and Silva M.A.G.: "Double shear tests to evaluate the bond strength between GFRP/concrete elements". *Journal of Composite Structures*, Vol. 94, No. 2, 2012, pp. 681-694.
- [66] Nakaba, K.; Kanakubo, T.; Furuta, T. and Yoshizawa, H.: "Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete". *ACI Structural, Technical paper*, Vol. 98, No. 3, May-June 2001, pp. 359-367.
- [67] Yao, J.; Teng, J.G. and Chen, J.F.: "Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints". *Composites: Part B engineering*, Vol. 36, 2005, pp. 99-113.
- [68] Davalos, J.F.; Kodkani, S.S. and Ray, I.: "Fracture mechanics method for Mode-I interface evaluation of FRP bonded to concrete substrates". *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 18, No. 5, September/October, 2006, pp. 732-742.
- [69] Bonaldo, E.; Barros, J.A.O. and Lourenço, P.B.: "Bond characterization between concrete substrate and repairing SFRC using pull-off testing". *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Vol. 25, 2005, pp. 463-474.
- [70] Myers, J.J. and Ekenel, M.: "Effect of environmental conditions during installation process on bond strength between CFRP laminate and concrete substrate". *Proceedings of 7th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7)*, American Concrete Institute, 2005, Detroit.
- [71] Davalos, J.F.; Madahsi-Raman, P. and Qiao, P.: "Characterization of Mode-I fracture of hybrid material interface bonds by contoured DCB specimens". *Journal of Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 58, No. 3, 1997, pp. 173-192.
- [72] Rahimi, H., "Environmental durability of materials and bonded joints involving fibre reinforced polymers and concrete". *1st Conference on Application of FRP Composites in Construction and Rehabilitation of Structures*, Tehran, Iran, 4th May, 2004, pp. 105-113.
- [73] ASTM D4541: "Standard test method for pull-off strength of coating using portable adhesion testers". *American Society for Testing and Materials*, 2002.
- [74] Karbhari, V.M. and Engineer, M.: "Investigation of bond between concrete and composites: Use of a peeling test". *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 15, 1996, pp. 208-227.
- [75] Lu, X.Z.; Ye, L.P.; Teng, J.G. and Jiang, J.J.: "Meso-scale finite element model for FRP sheets/plates bonded to concrete". *Journal of Engineering Structures*, Vol. 27, 2005, pp. 564-575.
- [76] Chen, J.F. and Teng, J.G.: "Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete". *Journal of Structural Engineering*, July 2001, pp. 784-791.
- [77] Lu, X.Z.; Teng, J.G.; Ye, L.P. and Jiang, J.J.: "Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete". *Journal of Engineering Structures*, Vol. 27, 2005, pp. 920-937.
- [78] Neto, P.; Alfaiate, J.; Pires, E.B. e Almeida, J.R.: "A influência do Modo II de fractura no reforço do betão com FRP". *VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional*, Universidade de Évora, 14 a 16 de Abril de 2003.
- [79] Pham, H. and Al-Mahaidi, R.: "Bond characteristics of CFRP fabrics bonded to concrete members using wet lay-up method". *FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2004*, Edited by Seracino, Adelaide, Australia, 8-10 December, 2004, pp. 407-412.
- [80] Biscaia, H.E.C.; Silva, M.G. e Chastre, C.: "Caracterização experimental e modelação numérica da ligação GFRP/betão". *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões (APAET)*, ISSN 1646-7078, Vol. 16, 2008, pp. 9-18.

- [81] Leung, C.K.Y. and Pan, J.: "Effect of concrete composition on FRP/concrete bond capacity". Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS), Edited by Chen and Teng, 2005, pp. 69-76.
- [82] Silva, M.G. and Biscaia, H.C.: "Effects of exposure to saline humidity on bond between GFRP and concrete". Journal of Composite Structures, Vol. 93, No. 1, December 2010, pp. 216-224.
- [83] Ebead, U.A.; Neale, K.W. and Bizindavyi, L.: "On the interfacial mechanics of FRP-strengthened concrete structures". FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2004, Edited by Seracino, Adelaide, Australia, 8-10 December, 2004, pp. 351-359.
- [84] Faella, C.; Martinelli, E.; Nigro, E.; Salerno, N.; Sabatino, M. and Mantegazza, G.: "Aderenza tra calcestruzzo e fogli di FRP utilizzati come placcaggio di elementi inflessi - Parte prima: risultati sperimentali" (In Italian). Proceedings of the XIV C.T.E. Conference, Mantua, Italy, November, 2002.
- [85] Yang, D.S.; Hong, S.N. and Park, S.K.: "Experimental observation on bond-slip behavior between concrete and CFRP plate". International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 1, No. 1, December, 2007, pp. 37-43.
- [86] McSweeney, B.M. and Lopez, M.M.: "FRP-concrete bond behavior: A parametric study through Pull-off testing". 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, Kansas City, Missouri, USA, 6-10 November, 2005, pp. 441-459.
- [87] Zhao, M.; Dong, Y.; Zhao, Y.; Tennant, A. and Ansari, F.: "Monitoring of bond in FRP retrofitted concrete structures". Journal of Intelligent Material Systems and Structures, Vol. 18, August, 2007, pp. 853-860.
- [88] Aiello, M. and Leone, M.: "Interface analysis between FRP EBR system and concrete". Journal of Composites Part B: Engineering, Vol. 39, No. 4, 2008, pp. 618-626.
- [89] Colombi, P.; Fava, G. and Poggi, C.: "Bond strength of CFRP-concrete elements under freeze-thaw cycles". Journal of Composites Structures, Vol. 92, 2010, pp. 973-983.
- [90] Mukhopadhyaya, P.; Swamy, R.N. and Lynsdale, C.J.: "Influence of aggressive exposure conditions on the behaviour of adhesive bonded concrete-GFRP joints". Journal of Construction and Building Materials, Vol. 12, 1998, pp. 427-446.
- [91] Cao, S.Y.; Chen, J.F.; Pan, J.W. and Sun, N.: "ESPI measurement of bond-slip relationships of FRP-concrete interface". Journal of Composites for Construction, Vol. 11, No. 2, March/April 2007, pp. 149-160.
- [92] Ueda, T. and Dai, J.G.: "Mode II fracture energy of FRP-concrete interface: Its evaluations and roles in interface modeling and anchorage design". 11th International Conference on Fracture, Turin, Italy, March 20-25, 2005.
- [93] Lorenzis, L.; Miller, B. and Nanni, A.: "Bond of fiber-reinforced polymer laminates to concrete". ACI Materials Journal, Vol. 98, No. 3, May/June 2001, pp. 256-264.
- [94] Dolan, C.W.; Tanner, J.; Mukai, D.; Hamilton, H.R.; and Douglas, E.: "Research report for evaluating the durability of bonded CFRP repair/strengthening of concrete beams". NCHRP Project 12-73, University of Wyoming and University of Florida, August, 2009.
- [95] Khalighi, Y.: "A study of bond between fibre reinforced polymer and concrete under quasi-static and impact loading", Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in the Faculty of Graduate Studies (Civil Engineer), University of British Columbia, Vancouver, August, 2009.

- [96] Cruz, J.M.S. and Barros, J.A.O.: "*Bond between near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer laminate strips and concrete*". Journal of Composites for Construction, Vol. 8, No. 6, November/December, 2004, pp. 519-527.
- [97] Cruz, J.M.S. e Barros, J.A.O.: "*Caracterização experimental da ligação de laminados de CFRP inseridos no betão de recobrimento*". Relatório 01-DEC/E-15, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Setembro, 2002, pp. 1-54.
- [98] Täljsten, B., Carolin, A. and Olofsson, T.: "*Photographic strain monitoring for civil engineering*". FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2004, Edited by Seracino, Adelaide, Australia, 8-10 December, 2004, pp. 583-600.
- [99] Tung, S.H., Shih, M.H., and Sung, W.P.: "*Development of digital image correlation to analyse crack variations of masonry wall*". Academy Proceedings in Engineering Sciences - SADHANA, Published by the Indian Academy of Sciences, Vol. 33, Part 6, December, 2008, pp. 767-779.
- [100] Graça, A.; Biscaia, H.E.C.; Melício, F.; Chastre, C. and Fonseca, J.M.: "*Displacement estimation of a RC beam test based on TSS algorithm*". 5ª Conferência Ibérica de Sistemas e Tecnologias de Informação - CISTI, Santiago de Compostela, Espanha, 16-19 de Junho, 2010.
- [101] Pan, J. and Leung, C.K.Y.: "*Debonding along the FRP-concrete interface under combined pulling/peeling effects*". Journal of Engineering Fracture Mechanics, Vol. 74, 2007, pp. 132-150.
- [102] Dimande, A.: "*Influência da interface no reforço à flexão de estruturas de betão com sistemas de FRP*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Setembro de 2003.
- [103] Neubauer, U. and Rostásy, F.S.: "*Bond behaviour of CFRP-laminates for the strengthening of concrete members*", Proceedings of Composite Construction – Conventional and Innovative, Innsbruck, Austria, 16-18 September, pp. 717-724.
- [104] Seracino, R.; Rashid, R.S.M. and Oehlers, D.J.: "*Generic IC debonding resistances of EB and NSM plates*", Journal of Composites for Construction, ASCE, 2005.
- [105] Teng, J.G.; Chen, J.F.; Smith, S.T. and Lam, L.: "*FRP strengthened RC structures*", John Wiley and Sons Ltd. Chichester, England, 2001.
- [106] Popovics, S.: "*A numerical approach to the complete concrete stress-strain relation for concrete*". Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, 1973, pp. 583-599.
- [107] Matthys, S.: "*Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement*". Thesis in Fulfilment of the requirements for the Degree of Doctor of Applied Sciences, option Structural Engineering, Ghent University, Faculty of Applied Sciences Department of Structural Engineering, Academic year 1999-2000.
- [108] Täljsten, B.: "*Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete*", International Journal of Adhesion and Adhesives, Vol. 17, No. 4, 2006, pp. 319-327.
- [109] Bizindavyi, L. and Neale, K.W.: "*Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete*", Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 3, No. 4, 1999, 153-160.
- [110] Liu, I.S.T.; Oehlers, D.J. and Seracino, R.: "*Study of intermediate crack debonding in adhesively plated beams*", Journal of Composites for Construction, Vol. 11, No. 2, 2007, pp. 175-183.

- [111] Fava, G.; Mazzotti, C.; Poggi, C. and Savoia, M.: “Durability of FRP-concrete bonding exposed to aggressive environment”, FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [112] Neto, P.; Vinagre, J. e Alfaiate, J.: “Modelação da aderência entre o betão e materiais de reforço”. Encontro Nacional Betão Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 17 a 19 de Novembro de 2004.
- [113] Ferracuti, B.; Martinelli, E.; Nigro, E. and Savoia, M.: “Fracture energy and design rules against FRP-concrete debonding”, FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [114] Ueda, T. and Dai, J.: “Interface bond between FRP sheets and concrete substrates: properties, numerical modeling and roles in member behaviors”, Journal of Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 7, 2005, pp. 27-43.
- [115] Neubauer, U. and Rostásy, F.S.: “Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates”, Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repairs, Vol. 2, 1997, pp. 109-118.
- [116] Fédération Internationale du Béton (FIB): Bulletin d'information n. 14: “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”, July, 2001.
- [117] Wu, Y.; Zhou, Z.; Yang, Q. and Chen, W.: “On shear bond strength of FRP-concrete structures”, Journal of Engineering Structures, Vol. 32, No. 3, 2010, pp. 897-905.
- [118] Holzenkämpfer, P.: “Ingenieurmodell des verbundes geklebter betwehrung für betonbauteile”, Dissertation TU Braunschweig, Braunschweig, 1994.
- [119] Ouezdou, M.B.; Belarbi, A. and Bae, S.W.: “Effective bond length of FRP sheets externally bonded to concrete”, International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 3, No. 2, December, 2009, pp. 127-131.
- [120] Saouma, V.: “MERLIN theory manual”, Department of Civil Engineering, University of Colorado, Boulder, March, 2006.
- [121] Červenka, V.; Jendele, L. and Červenka, J.: “ATENA program documentation – Part 1 – Theory”, Červenka Consulting, Prague, August, 2007.
- [122] Ngo, D., and Scordelis, A.C.: “Finite element analysis of reinforcement concrete beams”, Journal of ACI, Vol. 64, No. 3, 1967, pp. 113-135.
- [123] Saouma, V.E. and Ingraffea, A.R.: “Fracture mechanics analysis of discrete cracking”, Proceedings of the IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, Holland, 1981.
- [124] Červenka L.; Jendele, J.; Saouma, V. and Pukl, R.: “On the choice between discrete or smeared approach in practical FE analyses of concrete structures”, Fourth International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, Glasgow, Scotland UK, 6-8th June 2001.
- [125] Shi, Z.; Suzuki, M. and Nakano, M.: “Numerical analysis of multiple discrete cracks in concrete dams using extended fictitious crack model”, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No.3, pp. 324-336.
- [126] Rashid, Y.R.: “Analysis of prestressed concrete pressure vessel”, Nuclear Engineering and Design, Vol. 7, No. 4, 1968, pp. 334-344.
- [127] Jendele, L. and Červenka, J.: “Finite element modelling of reinforcement with bond”, Computers and Structures, Vol. 82, 2006, pp. 1780-1791.
- [128] Brosens, K. and Van Gemert, D.: “Anchorage of externally bonded reinforcements subjected to combined shear/bending action”, Conference of Composites in Construction, 10-12 October, 2001, Porto, Portugal, pp. 55-68.

- [129] Adhikary, B.B.; and Mutsuyoshi, H.: "Numerical simulation of steel-plate strengthened concrete beam by a non-linear finite element method model", *Construction and Building Materials*, Vol. 16, No. 5, 2002, pp. 291-301.
- [130] Chaallal, O.; Nollet, M.; and Perraton, D.: "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 25, No. 4, 1998, pp. 692-704.
- [131] Varastehpour, H.; and Hamelin, P.: "Analysis and study of failure mechanism of RC beam strengthened with FRP plate", *Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Edited by M. El-Badry, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, 11-14 August, 1996, pp. 527-536.
- [132] Teng, J.G.; Lam, L.; Chan, W. and Wang, J.: "Retrofitting of deficient RC cantilever slabs using GFRP strips", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, No.2, 2000, pp. 75-84.
- [133] Camata, G.; Spacone, E. and Zarnic, R.: "Experimental and nonlinear finite element studies of RC beams strengthened with FRP plates", *Journal of Composites Part B: Engineering*, Vol. 38, 2007, pp. 277-288.
- [134] Perez, F.; Morency, M.; Bissonnette, B. and Courard, L.: "Correlation between the roughness of the substrate surface and the debonding risk", *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, 2009, pp. 949-956.
- [135] Bissonnette, B.; Nuta, A.; Morency, M.; Marchand, J. and Vaysburd, A.M.: "Concrete repair and interfacial bond: influence of surface preparation", *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, 2009, pp. 941-947.
- [136] REHABCON: "Strategy for maintenance and rehabilitation in concrete structures". EU-Project, Annex F - Surface treatments, 2000.
- [137] Lucas, D.: "Degradação da resistência mecânica de vigas reforçadas com FRP", *Dissertação para obtenção do Mestrado (2º ciclo)*, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Outubro, 2010.
- [138] Juvandes, L.F.P. e Figueiras, J.A.: "Questões sobre o controlo e a garantia de qualidade dum projecto de reforço com sistemas de CFRP", *REPAR 2000*, LNEC, 2000, pp. 567-578.
- [139] Au, C. and Büyüköztürk, O.: "Peel and shear fracture characterization of debonding in FRP plated concrete affected by moisture". *Journal of Composites for Construction*, Vol. 10, No. 1, January/February, 2006, pp. 35-47.
- [140] <http://www.thebostonchannel.com/news/13652640/detail.html>
- [141] Silva, M.A.G. and Biscaia, H.: "Degradation of bond between FRP and RC beams". *Journal of Composite Structures*, Vol. 85, No. 2, 2008, pp. 164-174.
- [142] Silva, M.A.G.: "Aging of GFRP laminates and confinement of concrete columns". *Journal of Composite Structures*, Vol. 79, No. 1, 2007, pp. 97-106.
- [143] Ouyang, Z. and Wan, B.: "Nonlinear deterioration model for bond interfacial fracture energy of FRP-concrete joint in moist environments", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 13, No. 1, 2009, pp. 53-63.
- [144] Karbhari, V.M.; Chin, J.W.; Hunston, D.; Benmokrane, B.; Juska, T.; Morgan, R.; Lesko, J.J.; Sorathia, U. and Reynaud, D.: "Durability gap analysis for fiber-reinforced polymer composites in civil infrastructure", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, No. 3, 2003, pp. 238-247.

- [145] Toutanji, H.A. and Gómez, W.: "*Durability characteristic of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets*", Journal of Cement and Concrete Composites, Vol. 19, 1997, pp. 351-358.
- [146] Biscaia, H.E.C. and Silva, M.A.G.: "*Environmental effects on bond of GFRP external reinforcement to RC beams*", FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [147] Klamer, E.L.; Hordijk, D. and Janssen, H.J.M.: "*The influence of temperature on the debonding of externally bonded CFRP*", FRPRCS-7, Kansas City, USA, November, 2005, pp. 1551-1570.
- [148] Klamer, E.L.; Hordijk, D.A. and De Boer, A.: "*FE analyses to study the effect of temperature on debonding of externally bonded CFRP*", FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece, July, 2007.
- [149] Dejke, V.: "*Durability FRP reinforcement in concrete - Literature review and experiments*", Thesis for the degree of licentiate of engineering, Department of Building Materials of Chalmers University of Tlogy, Göteborg, Sweden, 2001.
- [150] Dejke, V.: "*Durability and service life prediction of GFRP for concrete reinforcement*", Report, Department of Building Materials of Chalmers University of Tlogy, Göteborg, Sweden, 2002.
- [151] ACI Committee 440: "*Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*", American Concrete Institute, ACI 440.2R-02, Farmington Hills, MI, USA, 2002.
- [152] Japanese Concrete Institute (JCI): "*Technical report of technical committee on retrofit technology*", Proceedings of the International Symposium on Latest Achievement of Technology and Research on Retrofitting Concrete Structures, Kyoto, Japan, 2003, pp. 4-42.
- [153] The Concrete Society: "*Design guidance for strenghtening concrete structures using fibre composites materials*", Concrete Society, CS-TR-55-UK, Technical Report No. 55, 2nd ed., Report of a Concrete Society Committee, Berkshire, UK, 2004.
- [154] National Research Council: "*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures*", CNR - Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, CNR-DT 200/2004, Rome, July, 2004.
- [155] Eurocode 8-3: "*Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*", European Standard, EN 1998-3, Brussels, Belgium, June, 2005.
- [156] Model Code 2010: "*First complete draft - Vol. 1*", CEB-FIB, Bulletin d'Information 55, March, 2010.
- [157] Niedermeier, T.: "*Zugkraftdeckung bei klebarmierten bauteilen (Envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement)*", Doctoral Dissertation, TU München, 2000 (in German).
- [158] Maeda, T.; Asano, Y.; Sato, T.; Ueda, T. and Kakuta, Y.: "*A study on bond mechanism of carbon sheet*", Proceedings of the 3rd International Symposium (FRPRCS-3), Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, Vol.1, 1997, pp. 279-286.
- [159] ISIS Canada: "*Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers (FRPs)*", ISIS Design Manual No. 4, Intelligent Sensing for Innovative Structures, Winnipeg, Canada, 2001.

- [160] Canadian Standards Association: *“Design and construction of building components with fiber-reinforced polymers”*, CSA S806-02, Rexdale, Ontario, Canada, 2002.
- [161] NP-EN 10002-1: *“Materiais metálicos – Ensaio de tracção”*. Comité Europeu de Normalização, 1990.
- [162] Especificação LNEC E226-1968: *“Betão – Ensaio de compressão”*, Dezembro, 1968.
- [163] Eurocode 2 (EC2): *“Design of concrete structures - General rules and rules for buildings”*, EN 1992-1-1, December, 2004.
- [164] NP-EN 206-1: *“Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”*, Versão Portuguesa, Junho, 2007.
- [165] Fédération Internationale du Béton (FIB): Bulletin d'information n. 1: *“Structural concrete. Textbook on behaviour, design and performance. Updated knowledge of the CEB/FIB Model Code 90. Introduction - Design process - Materials”*, Vol. 1, 1999.
- [166] Model Code 90: *“Design code”*, CEB-FIB, Bulletin d'Information 213/214, Lausanne, 1993.
- [167] FYFE Co. LLC: *“Tyfo[®] SEH-51 composite using Tyfo[®] S Epoxy”*, May, 2002.
- [168] ASTM-D3039/D3039M: *“Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials”*, Annual book of ASTM Standards, 1995.
- [169] ASTM D1141-90: *“Standard Specification for substitute ocean water”*. 1990.
- [170] Neville, A.M.: *“Properties of concrete”*, Prentice Hall, 4th edition, Chapters 10 and 11, 2008.
- [171] Coutinho, A.S. e Gonçalves, A.: *“Fabrico e propriedades do betão”*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Vol. III, Capítulos 7 e 9, 1994.
- [172] Teng, J.G.; Lu, X.Z.; Ye, L.P. and Jiang, J.J.: *“Bond-slip models for interfaces between externally bonded FRP and concrete”*. FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004, pp. 55-68.
- [173] Lu, X.Z.; Ye, L.P., Teng, J.G.; Huang, Y.L.; Tan, Z. and Zhang, Z.X.: *“Recent researches on interface behavior of FRP sheets externally bonded to RC structures”*. FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004 - Seracino (ed). 2005, pp. 389-397.
- [174] Oehlers, D.J.: *“FRP Plates Adhesively Bonded to Reinforced Concrete Beams: Generic Debonding Mechanisms”*. Advances in Structural Engineering, Vol. 9, No 6. 2006, pp. 737-750.
- [175] Mendes, R.M.V.: *“Sistemas de ancoragem para laminados de CFRP em elementos de betão armado”*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Setembro, 2008.
- [176] Relatório interno: *“Relatório anual do Projecto PTDC/ECM/100538/2015”*, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [177] Ceroni, F.; Cosenza, E., Gaetano, M. and Pecce, M.: *“Durability issues of FRP rebars in reinforced concrete members”*. Cement & Concrete Composites, Vol. 28, 2006, pp. 857-868.
- [178] Canadian Standards Association, CAN/CSA-S6-00, Canadian highway bridge design code (CHBDC). CSA International, Rexdale, Ontario, Canada, 2000.
- [179] Canadian Standards Association, Addendum to Section 16, CAN/CSA-S6-00, Canadian highway bridge design code (CHBDS). CSA International, Rexdale, Ontario, Canada (R2005), 2000.

- [180] Japanese Society of Civil Engineers (JSCE): *“Recommendations for design and construction of concrete structures using continuous fibre reinforced materials”*. JSCE, Tokyo, Japan, 1997.
- [181] British Institution of Structural Engineers (BISE): *“Interim guidance on the design of reinforced structures using fibre composite reinforcement”*. Seto Ltd, August 1999.
- [182] Norwegian Standard NS3473: *“Prosjektering av betongkonstruksjoner -Beregnings- og konstruksjonsregler”*. 1998. (in norwegian).
- [183] Malek, A.M., Saadatmanesh, H. and Ehsani, M.R.: *“Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end”*, Structural Journal of ACI, Vol. 95, No. 2, March-April 1998, pp. 142-152.
- [184] Mazzotti, C., Savoia, M. and Ferracuti, B.: *“A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints”*, Construction and Building Materials, Vol. 23, 2009, pp. 1529-1537.
- [185] Fédération Internationale du Béton (FIB): Bulletin d'information n. 35: *“Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs (with emphasis on seismic applications)”*, April, 2006.
- [186] Teng, J.G., Zhang, J.W. and Smith, S.T.: *“Interfacial stresses in reinforced concrete beams bonded with a soffit plate: a finite element study”*, Construction and Building Materials, Vol. 16, 2002, pp. 1-14.
- [187] Yoshizawa, H., Wu, Z., Yuan, H. and Kanakubo, T.: *“Study on FRP-concrete interface bond performance”*. Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE, Vol. 49, No. 662, 2000, pp. 105-119.
- [188] Sato, Y., Asano, Y. and Ueda, T.: *“Fundamental study on bond mechanism of carbon fiber sheet”*. Concrete Library International, JSCE, No. 37, 2001, pp. 97-115.
- [189] Carvalho, T., Chastre, C., Biscaia, H. e Paula, R.: *“Flexural behaviour of RC T-beams strengthened with different FRP materials”*. The Third International fib Congress and Exhibition "Think Globally, Build Locally", Washington DC, 2010.
- [190] Juvandes, L.F.: *“Reforço e reabilitação de estruturas - Módulo 2”*. Formação profissional - Ordem dos Engenheiros, Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril, 2002.
- [191] Soares, C.M. e Martins, J.G.: *“Reforço e estruturas de betão armado com CFRP”*. Universidade Fernando Pessoa, 1ª edição, 2006.
- [192] El-Mihilmy, M.T. and Tedesco, J.W.: *“Deflection of reinforced concrete beams strengthened with fiber-reinforced polymer (FRP) plates”*. ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 5, September-October, 2000, pp. 679-688.
- [193] Chen, J.F., Yuan, H. and Teng, J.G.: *“Analysis of debonding failure along a softening FRP-to-concrete interface between two adjacent cracks”*. Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures, BBFS 2005, Chen and Teng eds, pp. 103-111.
- [194] Teng, J.G., Yuan, H. and Chen, J.F.: *“FRP-to-concrete interfaces between two adjacent cracks: Theoretical model for debonding failure”*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 43, 2006, pp. 5750-5778.
- [195] Červenka, V., Červenka, J. and Pukl, R.: *“ATENA – A tool for engineering analysis of fracture in concrete”*, Sadhana, Vol. 27, Part 4, August, 2002, pp. 485-492.
- [196] Darwin, D. and Pecknold, D.A.W.: *“Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete”*, Civil Engineering Studies, University of Illinois, July, 1974.

- [197] Červenka, V.: "Constitutive model for cracked reinforced concrete", Journal ACI, Vol. 82, No. 6, November-December 1985, pp. 877-882.
- [198] Kolmar, W.: "Beschreibung der kraftübertragung über risse in nichtlinearen finitelement-berechnungen von stahlbetontragwerken" Dissertation, T.H. Darmstadt, 1986, p.94.
- [199] Červenka, V. and Červenka, J.: "Computer simulation as a design tool for concrete structures", ICCE-96, The Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Bahrain, 6-8th April 1996.
- [200] Hartl, G., "Die Arbeitslinie "Eingebettete Staehle" bei Erst- und Kurzzeitbelastung", Dissertation, Universitaet Innsbruck, 1977.
- [201] Meir, J.G.M.: "Multiaxial Strain-Softening of Concrete. Part I: Fracture", Materials and Structures, RILEM, Vol. 19, No. 3, 1986, pp. 179-190.
- [202] Kollegger, J. and Mehlhorn, G.: "Experimentelle und Analytische Untersuchungen zur Aufstellung eines Materialmodells für Gerissene Stahlbetonscheiben", Nr. 6, Forschungsbericht, Massivebau, Gesamtochschule Kassel, 1988.
- [203] Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear", ACI Journal, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219-231.
- [204] Bažant, Z.P. and Caner F.C.: "Microplane Model M5 with Kinematic and Static Constraints for Concrete Fracture and Anelasticity. I: Theory", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, January, 2005, pp. 31-40.
- [205] Taylor, G.I.: "Plastic strain in metals", J. Inst. Met., Vol. 62, pp. 307-324.
- [206] Bažant, Z.P. and Oh, B.H.: "Crack band theory for fracture of concrete", Materials and Structures, RILEM, Vol. 16, 1983, pp. 155-177.
- [207] Bruehwiler, E. and Wittman, F.H.: "The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture-mechanics tests". Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35(1-3), pp. 117-125.
- [208] Simonelli, G.: "Finite element analysis of RC beams retrofitted with fibre reinforced polymers", PhD Thesis, Università degli Studi di Napoli Federico II, 2005, Chapter 6, pp. 179-205.
- [209] Alfano, G.; Rosati, L. and Simonelli, G.: "Modelling of failure mechanisms in RC beams retrofitted with FRP flexure". VIII International Conference on Computational Plasticity, E. Oñate and D.R.J. Owen (Eds), Barcelona, 2005.
- [210] Faria, D.; Lúcio, V. and Ramos, A.P.: "Pull-out and push-in tests of bonded steel strands", Magazine of Concrete Research, Vol. 63(9), 2011, pp. 689-705.
- [211] Timoshenko, Stephen T. e Gere, James M.: "Mechanics of Materials". Wadsworth International Group, 1992.
- [212] Miller, B. and Nanni, A., "Bond Between CFRP Sheets and Concrete". Proceedings, ASCE 5th Materials Congress, Cincinnati, OH, L.C. Bank, Editor, May 10-12, 1999, pp. 240-247.